



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial

Tesis presentada como parte de
los requisitos para optar al Título de
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:

José Soto Miranda

Ingeniero Civil. M.Sc. Eng. Civil.

Profesor Informante:

Adolfo Castro Bustamante

Ingeniero Civil. M.Sc. Eng. Civil.

Profesor Informante:

Julio Lopetegui Torres

Ingeniero Civil. Ph.D. Eng. Civil.

Pablo David Meneses Arcos

VALDIVIA – CHILE

2006

Dedicado a mi madre, Rosy, que siempre confió en mis capacidades y me alentó a estudiar entregándome todo el apoyo y amor necesario para finalizar mis estudios.

Índice General

Índice General.....	i
Índice de Figuras.....	v
Índice de Gráficos.....	viii
Índice de Ecuaciones.....	ix
Índice de Tablas.....	x
Resumen.....	xi
Summary.....	xi
Capítulo I Introducción.....	1
1.1 Presentación del problema.....	1
1.2 Objetivo.....	2
1.3 Metodología.....	2
Capítulo II Estado actual del conocimiento.....	4
2.1 Introducción.....	4
2.2 Tipologías estructurales de edificios de hormigón armado.....	5
2.2.1 Edificios de hormigón armado estructurados en base a muros.....	6
2.2.1.1 Muros de cortante acoplados.....	7
2.2.1.2 Modos de falla en muros estructurales.....	7
2.2.2 Edificios de hormigón armado estructurados en base a marcos.....	9
2.2.3 Edificios de H.A estructurados en base a muros y marcos.....	11
2.2.3.1 Estructuras de marcos acoplados a muros de altura parcial.....	12
2.3 Métodos de análisis estructural.....	13
2.3.1 Análisis lineal.....	13
2.3.2 Análisis no lineal.....	13
2.3.2.1 Método del espectro de capacidad (ATC-40).....	15
2.3.2.2 Método de coeficientes de desplazamiento (FEMA 273/356).....	16
2.3.2.3 Método N2, Eurocode-8.....	18
2.3.2.4 Análisis <i>Pushover</i> Modal.....	19
2.3.2.5 Otros procedimientos no lineales estáticos.....	21

Capítulo III Estructuración y diseño de los edificios..... 23

3.1	Descripción de las estructuras.....	23
3.1.1	Configuración estructural de los edificios.....	24
3.2	Bases de cálculo.....	26
3.2.1	Descripción general.....	26
3.2.2	Materiales empleados.....	26
3.2.2.1	Hormigón armado.....	26
3.2.2.2	Propiedades mecánicas.....	27
3.2.3	Estados de carga.....	27
3.2.3.1	Peso propio.....	27
3.2.3.2	Sobrecargas de uso.....	28
3.2.3.3	Acción del viento.....	28
3.2.3.4	Sobrecarga de nieve.....	30
3.2.3.5	Acción sísmica.....	30
3.2.3.5.1	Análisis modal espectral.....	30
3.2.3.5.2	Períodos y masa modal participante.....	31
3.2.3.5.3	Espectros de diseño.....	32
3.2.3.5.4	Deformaciones sísmicas.....	33
3.2.3.5.5	Corte basal.....	34
3.3	Diseño de los edificios.....	36
3.3.1	Método de diseño.....	36
3.3.2	Hipótesis diseño.....	36
3.3.3	Combinaciones de carga.....	37
3.3.4	Flechas máximas admisibles.....	38
3.3.5	Resumen de cuantías de acero diseñadas.....	38
3.3.5.1	Vigas.....	38
3.3.5.2	Columnas.....	39
3.3.5.3	Muros.....	41

Capítulo IV Modelación y análisis no lineal..... 44

4.1	Modelación de las estructuras.....	44
4.2	Asignación de rótulas plásticas.....	46
4.2.1	Rótulas plásticas.....	46
4.2.2	Vigas.....	47

4.2.2.1	Flexión (M3).....	48
4.2.2.2	Corte (V2).....	48
4.2.3	Columnas.....	50
4.2.3.1	Flexión y axial (P-M2-M3).....	50
4.2.3.2	Corte (V2).....	53
4.2.4	Muros.....	55
4.2.4.1	Flexión (M3).....	56
4.2.4.2	Corte (V2).....	58
4.3	Estado de Carga Estático Nolineal.....	60
4.3.1	General.....	60
4.3.2	Cargas gravitacionales.....	60
4.3.3	Patrón de cargas aplicado.....	61
4.3.4	Definición del estado de carga nolineal estático.....	61
 Capítulo V Presentación y evaluación de resultados.....		65
5.1	Introducción.....	65
5.2	Desempeño global.....	65
5.2.1	Curvas de capacidad.....	65
5.2.1.1	Curva de capacidad del edificio 1.....	66
5.2.1.2	Curva de capacidad del edificio 2.....	68
5.2.1.3	Curva de capacidad del edificio 3.....	70
5.2.1.4	Curva de capacidad del edificio 4.....	73
5.2.1.5	Curva de capacidad del edificio 5.....	78
5.2.1.6	Curva de capacidad del edificio 6.....	81
5.2.2	Ductilidad.....	84
5.2.3	Corte de entrepiso.....	86
5.2.4	Aproximación del desempeño sísmico.....	88
5.2.4.1	Corte de entrepiso.....	88
5.2.4.2	Deformaciones de entrepiso.....	89
5.2.4.2.1	Edificio 1.....	89
5.2.4.2.2	Edificio 2.....	90
5.2.4.2.3	Edificio 3.....	91
5.2.4.2.4	Edificio 4.....	92
5.2.4.2.5	Edificio 5.....	93
5.2.4.2.6	Edificio 6.....	94

Capítulo VI	Conclusiones.....	96
	Bibliografía.....	98
Anexo A	Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales.....	102
Anexo B	Ecuaciones de momentos de fluencia y rotura para vigas y muros.....	106
Anexo C	Ecuación de resistencia máxima al corte para vigas, columnas y muros.....	109

Índice de Figuras

Figura 2.1	Modos de falla de muros en voladizo.....	8
Figura 2.2	Respuesta histerética de un muro estructural controlado por corte....	8
Figura 2.3	Respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil.....	9
Figura 2.4	Formas típicas de curvas de histéresis de elementos estructurales de hormigón y albañilería.....	10
Figura 2.5	Relaciones idealizadas de momento vs. curvatura. (a) Relación de Ramberg-Osgood. (b) Relación de rigidez degradante de Clough.....	10
Figura 2.6	Mecanismos de falla. (a) Mecanismo de columna. (b) Mecanismo de viga. (c) Mecanismo mixto.....	11
Figura 2.7	Patrones de deformación debido a fuerza lateral. (a) Carga lateral. (b) Pórtico. (c) Muro. (d) Sistema muro-marco.....	12
Figura 2.8	Pórtico acoplado a muro de altura parcial.....	12
Figura 2.9	Método de Capacidad Espectral. (a) Curva desplazamiento del último piso versus corte basal. Curva pushover. (b) Conversión de la curva pushover a diagrama de capacidad. (c) Conversión del formato estándar del espectro de respuesta elástico al formato A-D. (d) Diagrama de demanda, de capacidad y punto de demanda.....	15
Figura 2.10	Relación no lineal fuerza-desplazamiento entre corte basal y desplazamiento del nodo de control.....	16
Figura 2.11	(a) Curva de capacidad convencional. (b) Enfoque alternativo del análisis pushover. (c) Curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad equivalente.....	22
Figura 3.1	(a) Dirección de análisis y ejes coordenados de referencia en planta. (b) Planta estructura cielo en niveles sin muros. Cotas en metros. (c) Planta estructura cielo en niveles con muros. Cotas en metros.....	24
Figura 3.2	(a) Elevación de los ejes B y H, edificio 1. (b) Elevación de los ejes B y H, edificio 2. (c) Elevación de los ejes B y H, edificio 3. (d) Elevación de los ejes B y H, edificio 4. (e) Elevación de los ejes B y H, edificio 5. (f) Elevación de los ejes B y H, edificio 6.....	25
Figura 3.3	(a) Losa de bordes empotrados solicitada por carga distribuida sobre área. (b) Losa de bordes empotrados solicitada por cargas triangulares equivalentes.....	28
Figura 3.4	Acción del viento sobre construcciones cerradas.....	29
Figura 3.5	Detalle del refuerzo de acero en vigas.....	39

Figura 3.6	Detalle del refuerzo de acero en columnas 50/50 [cm].....	39
Figura 3.7	Detalle del refuerzo de acero en columnas 40/40 [cm].....	41
Figura 3.8	Detalles del refuerzo de acero en muros.....	43
Figura 4.1	(a) Prototipo y modelación del edificio 1, elevación del eje B. (b) Prototipo y modelación del edificio 2, elevación del eje B. (c) Prototipo y modelación del edificio 3, elevación del eje B. (d) Prototipo y modelación del edificio 4, elevación del eje B. (e) Prototipo y modelación del edificio 5, elevación del eje B. (f) Prototipo y modelación del edificio 6, elevación del eje B.....	45
Figura 4.2	(a) Superficie de interacción de una columna. (b) Criterios de aceptación de desempeño.....	46
Figura 4.3	Definición de los parámetros a, b, c, d y e. (a) Curva definida por deformación. (b) Curva definida por razón de deformación.....	47
Figura 4.4	Cuadros de dialogo, SAP2000, unidades en: kgf, cm. (a) Definición de la rótula de flexión en vigas. (b) Definición de la rótula de corte en vigas.....	49
Figura 4.5	Cuadros de dialogo, SAP2000, unidades en: kgf, cm..... (a) Definición de las propiedades de la rótula P-M2-M3 en columna 50/50. (b) Definición de las propiedades de la rótula P-M2-M3 en columna 40/40.....	52
Figura 4.6	Definición de las propiedades de la rótula de corte en columnas 50/50. Cuadro de dialogo, SAP2000, unidades en: kgf, cm.....	55
Figura 4.7	Cuadros de dialogo, SAP2000, unidades: kgf, cm. (a) Definición de las propiedades de la rótula de flexión en muros. (b) Definición de las propiedades de la rótula de corte en muros.....	59
Figura 4.8	Patrón de cargas triangular aplicado sobre las estructuras. Figura esquemática.....	61
Figura 4.9	Cuadro de dialogo de SAP2000. Definición del estado de carga no lineal estático monotónicamente creciente.....	62
Figura 4.10	Cuadro de dialogo de SAP2000, definición de la aplicación de la carga y del nodo de control.....	62
Figura 4.11	Cuadro de dialogo de SAP2000, definición del mínimo y máximo de etapas guardadas.....	63
Figura 4.12	Cuadro de dialogo de SAP2000, definición de parámetros de convergencia del análisis pushover.....	63
Figura 4.13	Método de descarga <i>restart using secant stiffness</i>	64
Figura 5.1.	Edificio 1, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	67
Figura 5.2.	Edificio 1, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	67
Figura 5.3.	Edificio 2, primera fluencia. Ejes B y H, ventana izq. Ejes C al G, vent. der. SAP2000.....	69
Figura 5.4.	Edificio 2, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	69
Figura 5.5.	Edificio 2, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	70
Figura 5.6.	Edificio 3, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	72
Figura 5.7.	Edificio 3, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	72
Figura 5.8.	Edificio 3, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	73

Figura 5.9.	Edificio 4, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	75
Figura 5.10.	Edificio 4, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	76
Figura 5.11.	Edificio 4, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	76
Figura 5.12.	Edificio 4, estado de plastificación para el punto E dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	77
Figura 5.13.	Edificio 4, estado de plastificación para el punto F dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	78
Figura 5.14.	Edificio 5, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	79
Figura 5.15.	Edificio 5, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	80
Figura 5.16.	Edificio 5, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	81
Figura 5.17.	Edificio 6, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	82
Figura 5.18.	Edificio 6, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	83
Figura 5.19.	Edificio 6, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.....	84
Figura 5.20.	Edificio 1, estado de plastificación para 462 [tf] de corte basal. SAP2000.....	90
Figura 5.21.	Edificio 2, estado de plastificación para 495 [tf] de corte basal. SAP2000.....	91
Figura 5.22.	Edificio 3, estado de plastificación para 537 [tf] de corte basal. SAP2000.....	92
Figura 5.23.	Edificio 4, estado de plastificación para 571 [tf] de corte basal. SAP2000.....	93
Figura 5.24.	Edificio 5, estado de plastificación para 584 [tf] de corte basal. SAP2000.....	94
Figura 5.25.	Edificio 6, estado de plastificación para 587 [tf] de corte basal. SAP2000.....	95

Índice de Gráficos

Gráfico 3.1.	Espectros de diseño.....	33
Gráfico 3.2.	Deformación de entrepiso provocada por la acción sísmica.....	33
Gráfico 3.3.	Desplazamientos laterales de piso provocados por la acción sísmica..	34
Gráfico 3.4.	Corte de entre piso producto de la acción sísmica.....	35
Gráfico 3.5.	Diagramas de interacción M/P para muros, sección 460/20 [cm].....	42
Gráfico 4.1.	Diagramas Mn/Pn, columnas 40/40.....	52
Gráfico 4.2.	Diagrama Mn/Pn, columna 50/50.....	52
Gráfico 5.1.	Curva de capacidad del edificio 1.....	66
Gráfico 5.2.	Curva de capacidad del edificio 2.....	68
Gráfico 5.3.	Curva de capacidad del edificio 3.....	71
Gráfico 5.4.	Curva de capacidad del edificio 4.....	74
Gráfico 5.5.	Curva de capacidad del edificio 5.....	78
Gráfico 5.6.	Curva de capacidad del edificio 6.....	81
Gráfico 5.7.	Distribución de fuerza de corte de entrepiso para distintas etapas. (a) Edificio 1. (b) Edificio 2. (c) Edificio 3. (d) Edificio 4. (e) Edificio 5. (f) Edificio 6.....	86
Gráfico 5.8.	Distribución de fuerza de corte de entrepiso para sismo y pushover. (a) Edificio 1. (b) Edificio 2. (c) Edificio 3. (d) Edificio 4. (e) Edificio 5. (f) Edificio 6.....	89
Gráfico 5.9.	Edificio 1, def. relativa de entrepiso para sismo y pushover.....	90
Gráfico 5.10.	Edificio 2, def. relativa de entrepiso para sismo y pushover.....	91
Gráfico 5.11.	Edificio 3, def. relativa de entrepiso para sismo y pushover.....	92
Gráfico 5.12.	Edificio 4, def. relativa de entrepiso para sismo y pushover.....	93
Gráfico 5.13.	Edificio 5, def. relativa de entrepiso para sismo y pushover.....	94
Gráfico 5.14.	Edificio 6, def. relativa de entrepiso para sismo y pushover.....	95

Índice de Ecuaciones

Ecuación (2.1)	Curva esqueleto de Ramberg–Osgood.....	11
Ecuación (2.2a)	Factor de participación modal.....	14
Ecuación (2.2b)	Masa modal efectiva para el modo de vibrar fundamental.....	14
Ecuación (2.3)	Desplazamiento objetivo.....	17
Ecuación (2.4)	Vector de cargas laterales.....	18
Ecuación (2.5)	Respuesta total.....	20
Ecuación (2.6)	Desplazamiento basado en energía.....	21
Ecuación (3.1)	Elasticidad del material.....	27
Ecuación (3.2)	Módulo de corte del material.....	27
Ecuación (3.3)	Ordenada Máxima de carga triangular tributaria.....	28
Ecuación (3.4)	Aceleración espectral de diseño, Nch433.Of96.....	30
Ecuación (3.5)	Superposición de los valores máximos modales.....	31
Ecuación (3.6)	Coefficientes de acoplamiento modal.....	31
Ecuación (3.7)	Corte basal mínimo.....	34
Ecuación (3.8)	Corte basal máximo.....	34
Ecuación (3.9)	Combinación de carga 1.....	37
Ecuación (3.10)	Combinación de carga 2.....	37
Ecuación (3.11)	Combinación de carga 3.....	37
Ecuación (3.12)	Combinación de carga 4.....	37
Ecuación (3.13)	Combinación de carga 5.....	37
Ecuación (3.14)	Combinación de carga 6.....	37
Ecuación (3.15)	Combinación de carga 7.....	37
Ecuación (3.16)	Flecha máxima admisible.....	38
Ecuación (4.1)	Límite de fuerza axial en muros.....	59
Ecuación (4.2)	Combinación de cargas gravitacionales.....	60
Ecuación (5.1)	Ductilidad de desplazamiento.....	84

Índice de Tablas

Tabla 3.1.	Propiedades de los materiales.....	27
Tabla 3.2.	Acción del viento para un ancho tributario de 2,25 [m] (columnas de los extremos).....	29
Tabla 3.3.	Acción del viento para un ancho tributario de 4,5 [m] (columnas intermedias).....	29
Tabla 3.5.	Modos de vibrar, periodos y masas participantes de los edificios.....	31
Tabla 3.6.	Corte basal provocado por la acción sísmica.....	35
Tabla 3.7.	Refuerzo de acero en columnas 40/40, todos los edificios.....	40
Tabla 3.8.	Refuerzo de acero en muros, todos los edificios.....	42
Tabla 4.1.	Secciones de columnas consideradas en el análisis no lineal.....	50
Tabla 4.2.	Tipos de refuerzo transversal presentes en columnas.....	53
Tabla 4.3.	Tipos de refuerzo transversal presentes en columnas.....	56
Tabla 5.1.	Valores de ductilidad.....	85
Tabla 5.2.	Valores de ductilidad medidos en el punto B de la curva de capacidad.....	85

Resumen

Esta tesis estudia el desempeño de edificios de hormigón armado estructurados en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial, para ello se analizó y diseñó según los procedimientos y normativa vigente, una serie de seis edificios de diez pisos conformados por nueve marcos planos que incorporan en dos de sus ejes muros, cuya altura varía con cada estructura. El desempeño de las estructuras es evaluado bajo procedimientos estático no lineales (*nonlinear static procedure: NSP*) o análisis *pushover*, en dirección del eje fuerte de los muros

Los parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica que definen las curvas constitutivas de las rótulas plásticas, cualquiera sea su naturaleza, son evaluados según el documento FEMA 356 (FEMA, 2000), mientras que los análisis *pushover* son ejecutados en SAP2000.

Se describe la secuencia de fallas que afecta a las estructuras, se evalúan las curvas de capacidad de cada edificio y se muestra que la alta rigidez de los muros incrementa la resistencia de los edificios a la vez que disminuye su ductilidad global.

Summary

This thesis studies the performance of the reinforced concrete buildings in base to plane frames coupling to shear walls in partial height, for this, a sequence of six buildings of ten levels conformed for nine plane frames that embodying in two of your axis, shear walls, which height is variable with every structure, are analyzed and designed according to the procedures and standards in use. The performance of the buildings is evaluated according to nonlinear static procedures, on direction of the strong axis of the shear walls.

The modeling parameters and numerical acceptance criteria that defined the constitutive curves of the plastic hinges, anyone be his kind, are evaluated according to FEMA 356, meanwhile that the pushover analysis are realized in SAP2000.

The sequence of failures that they affect to the structures is described, the capacity curves of each building are evaluated, and it is showed that the great stiffness of the shear walls increments the resistance of the buildings to the time that decreases his ductility.

Capítulo I

Introducción

1.1 Presentación del problema

El principal criterio de estructuración, para edificios de hormigón armado en Chile, corresponde a los sistemas estructurales basados en muros, los cuales han soportado satisfactoriamente los sismos. Este tipo de estructuración otorga a las edificaciones una alta capacidad resistente a acciones laterales, y a la vez genera una estructura rígida que permite controlar los desplazamientos relativos de entrepiso.

Un sistema menos utilizado es el de pórticos de hormigón armado, el cual genera estructuras más flexibles, con periodos de vibración más largos, que conllevan mayores deformaciones. Este tipo de estructuración, no permite alcanzar muchos pisos de altura, ya que se hace muy difícil que cumpla con los requisitos de deformaciones máximas de entrepiso que exige la norma de diseño sísmico de edificios NCh433.Of.96 (INN, 1996).

Sistemas híbridos (pórticos acoplados a muros), pueden combinar las ventajas de los elementos que le constituyen. Pórticos dúctiles que interactúan con muros, pueden proveer una cantidad importante de disipación de energía, cuando así se requiera, particularmente en los pisos superiores del edificio (Paulay, 1992). El mismo autor explica que aunque en la mayoría de los edificios los muros se extienden a lo largo de la altura, hay casos cuando por motivos arquitectónicos u otras razones, éstos terminan por debajo del nivel del piso más alto.

Por otra parte, la actual norma de diseño sísmico de edificios NCh433.Of.96, incorpora dentro del análisis modal espectral un factor de modificación de la respuesta (R_0) el cual refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados (INN, 1996), pero este criterio genera cierta incertidumbre respecto a la capacidad de representar adecuadamente la ductilidad de la estructura, mas aún si consideramos sistemas estructurales híbridos.

Por lo anterior, se analiza una serie de seis edificios de diez pisos, estructurados en base a elementos resistentes planos formados por pórticos y muros acoplados de altura variable. Se trabaja con una distribución regular en planta de los elementos estructurales y simetría respecto del eje de dirección en el cual se aplican las cargas, esto nos asegura la ausencia de excentricidades de rigideces, con el fin de enfatizar el análisis sobre las características del edificio.

El desempeño estructural de los edificios es estudiado bajo procedimientos estático no lineales o análisis *pushover* los cuales registran la deformación del nivel mas alto versus el corte basal acumulado, de este modo se obtienen las curvas de capacidad de cada estructura. El análisis *pushover* permite verificar el nivel de plastificaciones presentes para cada etapa, el orden en que se presentan las fallas, cuantificar el máximo corte basal desarrollado y la máxima deflexión lateral.

1.2 Objetivo

Estudiar el desempeño estructural, desde el punto de vista de las deformaciones, esfuerzos, plastificaciones y las tipologías de falla, de edificios de hormigón armado estructurados en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial, sometidos a cargas monotónicamente crecientes según la teoría no lineal.

1.3 Metodología

En primer lugar se realiza una revisión del estado actual del conocimiento enfocado en edificios de hormigón armado, estructurados en base a muros y en base a marcos, con principal énfasis en su capacidad para resistir acciones laterales. También se describe la metodología incorporada en los principales documentos que hacen referencia o rigen los procedimientos estático no lineales (*nonlinear static procedure*: NSP) también denominados análisis *pushover*.

Luego se define una serie de seis edificios de diez pisos estructurados en base a pórticos planos acoplados a muros de hormigón armado de altura variable, a los cuales se les ha asignado una distribución regular en planta de los elementos estructurales y simetría con respecto al eje de dirección de las cargas, de esta manera se anulan las excentricidades y posibles problemas torsionales con el fin de enfatizar el análisis sobre las características del edificio.

Los edificios se analizan y diseñan según normativa nacional vigente con ayuda del módulo de diseño automatizado del *software* estructural SAP2000.

Cada estructura se somete a un análisis *pushover* en dirección del eje fuerte de los muros, previamente se definen rótulas plásticas discretas asignadas sobre los elementos tipo *frame* según las disposiciones del documento FEMA 356 (FEMA, 2000).

La presentación y evaluación del desempeño estructural alcanzado por los edificios, se realiza a través del estudio de las curvas de capacidad según sus principales etapas para cada una de las cuales se indica el orden de plastificaciones, tipologías de falla, deformaciones de entrepiso, corte de entrepiso y ductilidad. Además se contrasta el estado estructural de cada edificio según el análisis *pushover* con el análisis modal espectral de la NCh433.Of96 para igual nivel de corte basal.

Capítulo II

Estado actual del conocimiento

2.1 Introducción

Encontrar una adecuada forma de representar la acción sísmica sobre estructuras es hasta hoy un problema que sigue en pleno desarrollo, sobre todo porque el sismo de diseño debe incorporar una amplia gama de variables tales como las características del suelo, propiedades dinámicas de las edificaciones, período de retorno del sismo, etc. La actual norma de diseño sísmico NCh433.Of96 (INN, 1996) entrega dos procedimientos para obtener la valoración de la acción sísmica sobre edificios, el primero un método estático utilizado en estructuras de poca altura y el segundo basado en la teoría dinámica y de alcance mas amplio que el primero. A pesar que el método modal espectral incorporado en la NCh433.Of96, parece tener una sólida base en la teoría dinámica además de la experiencia adquirida del evento sísmico de marzo de 1985, tiene un punto de discusión referido a la forma como incorpora la posibilidad de incursión en el rango inelástico que tienen las estructuras al estar sometidas a severas acciones laterales. Actualmente un factor de modificación de la respuesta (R_0 o R) refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados (INN, 1996).

La incertidumbre generada por este factor de modificación de la respuesta y su correcta estimación, además de la imposibilidad de predecir sismos futuros y la potencial vulnerabilidad presente en los edificios ha llevado a los investigadores a desarrollar métodos de análisis no lineales, que permitan verificar si los distintos elementos constituyentes de una estructura incursionan o no dentro del rango inelástico.

El presente capítulo hará una revisión del estado actual del conocimiento respecto de las características de los edificios de hormigón armado con énfasis en sus capacidades para resistir cargas laterales, así mismo se hará una breve descripción de algunos métodos de análisis no lineal estáticos desarrollados hasta la fecha.

2.2 Tipologías estructurales de edificios de hormigón armado

Cada sistema estructural responde de manera distinta cuando ésta se ve sometida a solicitaciones sísmicas, aspectos como la configuración estructural, simetría, distribución de masa y regularidad vertical deben ser considerados, además, la resistencia, rigidez, y ductilidad son otros aspectos de importancia para una adecuada respuesta (Paulay, 1992).

Guzmán (Guzmán, 1998) analizó las características y la evolución que ha experimentado la estructuración de edificios de hormigón armado en Chile, el total de la muestra en consideración corresponde a 225 edificios construidos entre 1964 y 1998. Como conclusión se reconocen cuatro tipologías bases de estructuración:

- **Tipología N°1.** Edificios de muros, con sistema estructural que incluye muros resistentes. El 77% de la muestra corresponde a esta tipología.
- **Tipología N°2.** Edificios de marcos con muros en la caja de escaleras, con vigas de conexión entre ambos. El 18,7% de la muestra corresponde a esta tipología.
- **Tipología N°3.** Edificios con núcleo de muros y un marco perimetral de fachada, con losas de conexión entre ambos. El 2,2% de la muestra corresponde a esta tipología.
- **Tipología N°4.** Edificios que no clasifican en ninguna de las tipologías anteriores. El 2,1% de la muestra corresponde a esta tipología.

Paulay (Paulay, 1992), a la vez clasifica los sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas en tres grupos:

- **Sistemas estructurales basados en pórticos.** Estructuras de hormigón armado de múltiples niveles a menudo consistentes de marcos: vigas, losas de piso y columnas con continuidad y convergentes entre sí en nudos, comúnmente denominados *uniones rígidas*.
- **Sistemas estructurales basados en muros.** Cuando los requerimientos funcionales lo permiten, la resistencia a fuerzas laterales puede ser completamente asignada a muros estructurales de hormigón armado o albañilería.
- **Sistemas dobles.** Sistemas estructurales dobles en los cuales los marcos de hormigón armado interactúan con muros de hormigón armado o albañilería, juntos proveen de la resistencia necesaria a cargas laterales. Esta tipología es también conocida como *hibrida* o estructuras *muro-marco*.

2.2.1 Edificios de hormigón armado estructurados en base a muros

En la medida que los muros se emplacen en posiciones ventajosas y en la densidad óptima dentro de la estructuración en planta de un edificio, pueden ser eficientes para resistir las cargas laterales producidas por viento o acciones sísmicas.

Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que con frecuencia gran parte de la carga lateral de un edificio, si no es que toda, además de la fuerza cortante horizontal se transfieren a estos elementos estructurales. El nombre no es el más apropiado pues en raras ocasiones el modo crítico de resistencia está relacionado con el cortante (Park, 1983).

Los muros de cortante, además de reducir las demandas de deflexión en otras partes de la estructura, tal como en uniones viga columna, asegura el desarrollo de todas las articulaciones plásticas disponibles en distintos lugares de la estructura antes de la falla. Una gran ventaja de la rigidez de muros de cortante, es la protección proporcionada a componentes no estructurales durante el sismo debida al pequeño desplazamiento de entrepiso comparado con los sistemas de marcos (Dowrick, 1984).

Park (Park, 1983) explica que en muros de cortante, especialmente en zonas no afectadas por sismos, el requerimiento de resistencia para el acero a flexión no es grande. En tales muros ha sido práctica tradicional proporcionar aproximadamente un 0,25% de refuerzo en ambas direcciones. Por tanto, en muros sujetos a pequeña flexión, se ha colocado 0,25% o un poco más de refuerzo uniformemente en todo el peralte. Es natural que en dicha disposición no se utilice con eficiencia el acero en el momento máximo debido a que muchas varillas operan en un brazo de palanca interno relativamente pequeño, además, la curvatura máxima y por tanto la ductilidad de curvatura se reduce considerablemente cuando se usa de esta manera gran cantidad de acero a flexión.

La experiencia chilena respecto a la utilización de este sistema estructural ha sido favorable, sobretodo después de observar el comportamiento tras el sismo de marzo de 1985 que afectó la zona central.

Bonelli (Bonelli, 2001a), estudió la posibilidad de una respuesta operacional al sismo de la norma NCh433.Of96 (INN, 1996), comparando la resistencia y rigidez que se necesitaría con lo obtenido en la práctica actual en edificios altos de hormigón armado. Utilizó cuatro edificios estructurados con muros, emplazándolos en zonas de alta sismicidad, los resultados obtenidos sugieren que, efectivamente, es posible diseñar todos los muros del edificio para una respuesta elástica o con bajo grado de incursión no lineal.

El mismo autor (Bonelli, 2001b), analizó con métodos no lineales la respuesta de un edificio ante un sismo, de manera de considerar efectos más difíciles de introducir a nivel de diseño, como el efecto del agrietamiento y la no linealidad de la ley constitutiva. Según

Bonelli, el edificio estaría en condiciones de responder a un sismo como el considerado en la actual norma chilena prácticamente sin daño en los elementos estructurales. Los resultados del análisis no lineal son muy similares a los que se podrían obtener con un análisis elástico (Bonelli, 2001b).

2.2.1.1 Muros de cortante acoplados

Se dice que dos o más muros están acoplados cuando se encuentran alineados, con respecto a su eje longitudinal (eje fuerte), y unidos a través de vigas (vigas de acople). El sistema de acoplamiento, consistente de un conjunto de vigas cortas de acople, que transmite fuerzas cortantes de un muro a otro, lo que sujeta a las vigas de acople a flexión y a cortante. Debido a la pequeña relación de luz-peralte de estas vigas, las deformaciones a cortante pueden volverse significativas. Por otro lado, debido a que sus rigideces son grandes, las vigas de acople son sensibles a los movimientos relativos de sus apoyos empotrados, por este motivo las deformaciones axiales de los muros acoplados pueden tener un efecto considerable en el comportamiento global (Park, 1983).

La resistencia de dos muros de cortante acoplados, sujetos a cargas laterales de tipo sísmico, se alcanza cuando se forma un mecanismo de colapso. Se requieren dos articulaciones plásticas en cada viga de acople para terminar su habilidad de aceptar cortante adicional. También se necesita desarrollar una articulación plástica en cada uno de los muros de cortante, normalmente en su base, para completar el mecanismo de colapso. La secuencia de formación de articulación para una carga dada depende de la resistencia relativa y rigidez de las componentes (Park, 1983).

El comportamiento de algunos de los muros de cortante acoplados expuestos a sismos severos indicó que todas o casi todas las vigas de acoplamiento fallaron antes de lograrse la resistencia máxima de los muros acoplados, ejemplos clásicos son algunos de los marcos de muros extremos de cortante de dos edificios de 14 plantas dañados severamente durante el sismo de 1964 en Alaska (Park, 1983).

2.2.1.2 Modos de falla en muros estructurales

Una condición en el diseño de muros estructurales dúctiles es que la fluencia a flexión en zonas de rótulas plásticas claramente definidas puede controlar la resistencia, deformación inelástica, y por lo tanto la disipación de energía del sistema estructural completo. El principal origen de la disipación de energía en muros en voladizo cargados lateralmente, figura 2.1(a), puede ser la fluencia del refuerzo a flexión en las regiones de rótulas plásticas, normalmente en la base de los muros como muestra la figura 2.1(b) y

2.1(e). Los modos de falla a ser prevenidos son aquellos debidos a la tensión diagonal, figura 2.1(c), o compresión causada por corte, inestabilidad de secciones de muros delgadas o del refuerzo a compresión principal, deslizamiento por corte en juntas constructivas, como muestra la figura 2.1(d), y falla por corte o adherencia a lo largo de empalmes plegados o anclajes (Paulay, 1992).

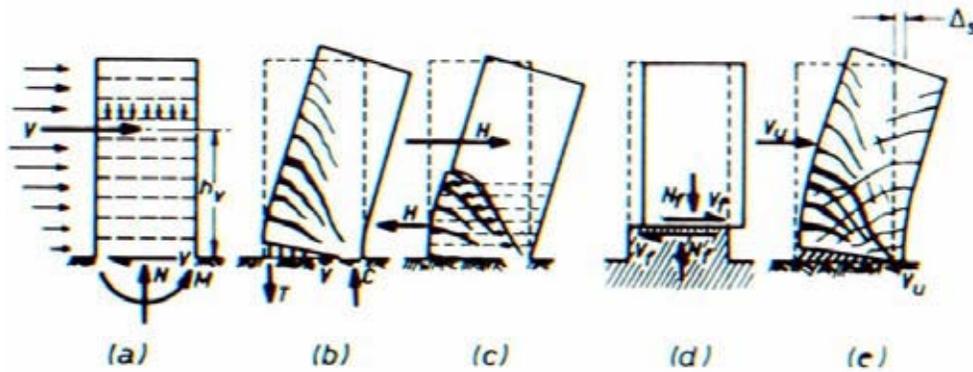


Figura 2.1
Modos de falla de muros en voladizo (Paulay, 1992).

Un ejemplo indeseado de respuesta dominada por cortante de un muro estructural sometido a cargas cíclicas es mostrado en la figura 2.2, particularmente severo es el balanceo, reducción de resistencia y habilidad para disipar energía, en contraste un muro detallado cuidadosamente diseñado con ductilidad flexional y protegido contra una falla por corte diseñado bajo los principios de capacidad exhibe una respuesta mejorada, como se ve en la figura 2.3 (Paulay, 1992).

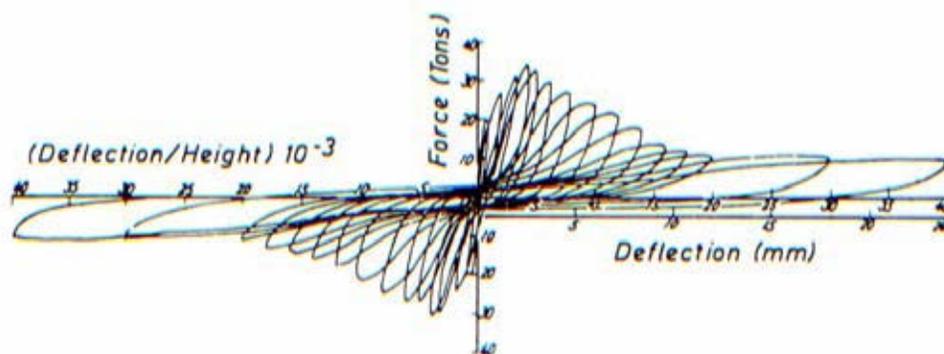


Figura 2.2
Respuesta histerética de un muro estructural controlado por corte (Paulay, 1992).

La respuesta histerética mostrada en la figura 2.3, también demuestra que la sobrerresistencia desarrollada depende de la ductilidad impuesta. El desempeño histerético observado del muro estructural bien detallado es similar al de una viga (Paulay, 1992).

Un problema a la hora de realizar análisis no lineales mediante el uso de *softwares* estructurales consiste en la modelación de muros. Kwak y Kim (Kwak, 2004) presentaron un modelo numérico para simular la respuesta no lineal de muros de hormigón armado sujetos a cargas cíclicas con inversión de signo. En este artículo el desempeño del hormigón fisurado es descrito por una relación constitutiva ortotrópica. Especialmente en la

formulación de predicciones analíticas para el comportamiento inelástico de muros de hormigón armado bajo solicitaciones cíclicas con inversión de signo, algunos factores de influencia inducidos por la no linealidad del material fueron incluidos. La validación de la aplicabilidad del modelo constitutivo para elementos de hormigón armado se realizó a través de la comparación con ensayos previamente realizados obteniéndose buenos resultados (Kwak, 2004).

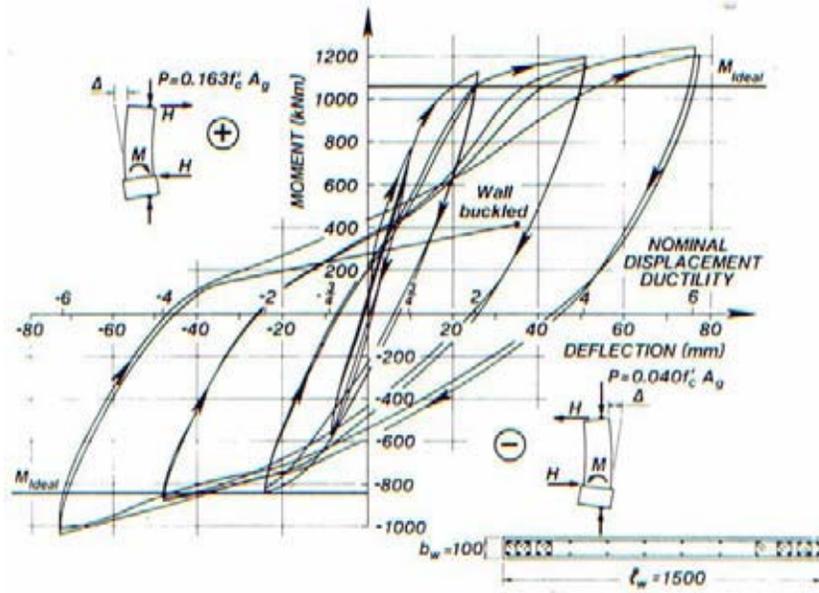


Figura 2.3
Respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil (Paulay, 1992).

2.2.2 Edificios de hormigón armado estructurados en base a marcos

Es necesario considerar el comportamiento de los marcos de hormigón armado en la carga máxima y cerca de ella para determinar las distribuciones posibles del momento flexionante, la fuerza cortante o la fuerza axial que se podría utilizar en el diseño. Es posible utilizar una distribución de momentos y fuerzas distinta a la dada por el análisis estructural elástico lineal, si las secciones críticas tienen suficiente ductilidad para permitir que ocurra la redistribución de las acciones conforme se acerca la carga máxima (Park, 1983).

Los marcos sujetos a movimientos intensos de sismos sufren varias inversiones de carga que penetran bastante en el intervalo inelástico durante un terremoto. Las relaciones de momento curvatura, en las secciones críticas de los marcos bajo cargas alternadas repetidas hasta el intervalo de cedencia, pueden ser modeladas a partir de idealizaciones como curvas elasto-plásticas bilineales figura 2.4(a), pero en la realidad ocurre una reducción apreciable en la rigidez, figura 2.4(b), 2.4(c), y 2.4(f). Esta degradación de rigidez no impide que un miembro debidamente detallado alcance su resistencia a flexión de diseño, pero la deformación en que se alcanza la resistencia a flexión es mayor. Una reducción en la rigidez debida a la deformación inelástica provoca un aumento en el periodo de vibración de la estructura (Park, 1983).

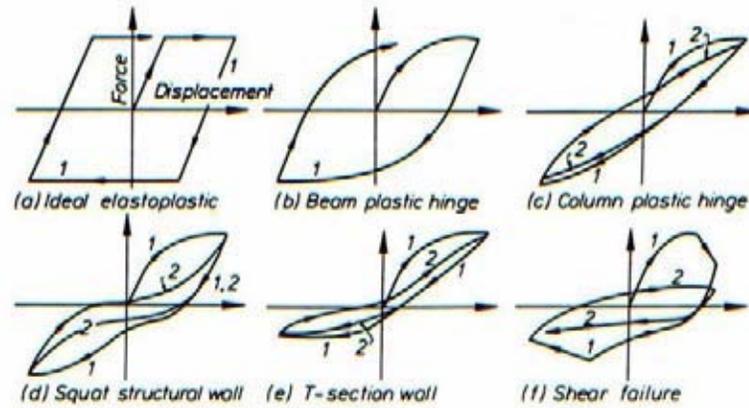


Figura 2.4

Formas típicas de curvas de histéresis de elementos estructurales de hormigón y albañilería (Paulay, 1992).

Dentro de los factores que afectan las relaciones de carga–deflexión de los elementos sujetos a grandes deformaciones inelásticas alternadas, se pueden mencionar los siguientes (Park, 1983):

- **El comportamiento inelástico del refuerzo de acero.** El acero con carga alternada en el intervalo de cedencia muestra el efecto Bauschinger, donde la curva de esfuerzo–deformación es no lineal a un esfuerzo mucho menor que la resistencia inicial de cedencia.
- **El nivel de agrietamiento del concreto.** La apertura y cierre de grietas provoca un deterioro del concreto, por lo que produce una degradación en la rigidez.
- **La efectividad de la adherencia y el anclaje.** Bajo cargas cíclicas de alta intensidad ocurre un deterioro gradual de la adherencia entre el concreto y el acero.
- **La presencia de cortante.** Las fuerzas cortantes altas producen una pérdida adicional de rigidez debido a la mayor deformación cortante en las zonas de articulación plástica bajo las cargas alternadas.

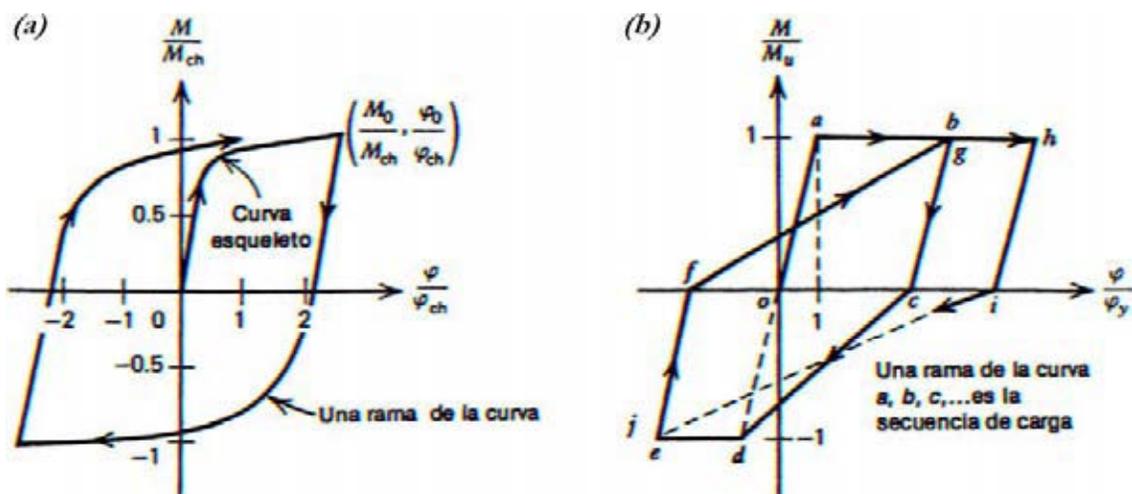


Figura 2.5

Relaciones idealizadas de momento vs. curvatura. Adaptado de Park (Park, 1983)
(a) Relación de Ramberg-Osgood. (b) Relación de rigidez degradante de Clough.

Para lograr una mejor precisión en los análisis éstos deben basarse en ciclos más exactos de momento–curvatura. Para las vigas, una buena idealización de la respuesta es la propuesta por Ramberg–Osgood, figura 2.5(a) o la rigidez degradante, figura 2.5(b), sugerida por Clough.

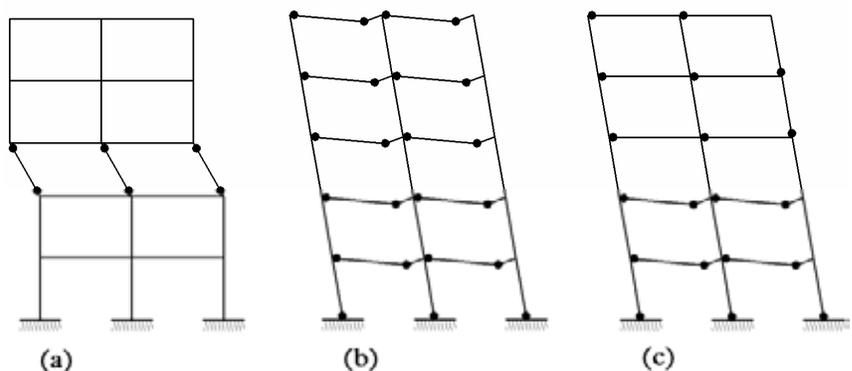
La ecuación (2.1) define la curva esqueleto de Ramberg–Osgood, donde φ_{CH} , M_{CH} y r , son parámetros empíricos:

$$\frac{\varphi}{\varphi_{CH}} = \frac{M}{M_{CH}} \left(1 + \left| \frac{M}{M_{CH}} \right|^{r-1} \right) \quad (2.1)$$

Como ya se ha mencionado, la posibilidad de incursión de una estructura dentro del rango inelástico implica que uno o varios de sus elementos constituyentes se articulen, el desplazamiento lateral que ocurre después de la cedencia se debe a la rotación en las posiciones de la articulaciones plásticas, tras esto se pueden desarrollar tres tipos de mecanismo de colapso:

- **Mecanismo de traslación de la columna.** Se produce cuando ha comenzado la cedencia en las secciones críticas de las columnas antes que las vigas alcancen la curvatura de fluencia, figura 2.6(a).
- **Mecanismo de traslación lateral de viga.** En este caso ha comenzado la cedencia en las secciones críticas de las vigas antes que en las columnas, figura 2.6(b).
- **Mecanismo mixto.** Un mecanismo mixto implica la combinación de los dos anteriores, se producen rotulaciones en vigas y columnas a la vez, figura 2.6(c).

Figura 2.6
Mecanismos de falla.
(a) *Mecanismo de columna.*
(b) *Mecanismo de viga.*
(c) *Mecanismo mixto.*



2.2.3 Edificios de hormigón armado estructurados en base a muros y marcos

Existen edificios que no están estructurados sólo por muros o por marcos, sino que son una mezcla de ambos. Cuando el sistema resistente a fuerzas laterales está compuesto por muros y pórticos entonces éste es denominado como *sistema dual* o *estructura híbrida*.

Sistemas dobles pueden combinar las ventajas de sus elementos constituyentes, marcos dúctiles, interactuando con muros, pueden proveer una cantidad significativa de disipación de energía, cuando se requiera, particularmente en los niveles más altos de una estructura. Por otra parte, como resultado de la gran rigidez de los muros, un buen control de deformación de entrepiso durante un sismo puede lograrse, y el desarrollo de mecanismos de piso figura 2.6(a) pueden ser fácilmente evitados. (Paulay, 1992).

Bajo la acción de fuerzas laterales, un pórtico deformará principalmente en el modo por corte, considerando que un muro se comportará como un voladizo vertical con deformaciones a flexión principalmente, como muestra la figura 2.7(b) y 2.7(c). La compatibilidad de deformaciones requiere que los pórticos y muros sostengan en cada nivel esencialmente desplazamientos laterales idénticos figura 2.7(d).

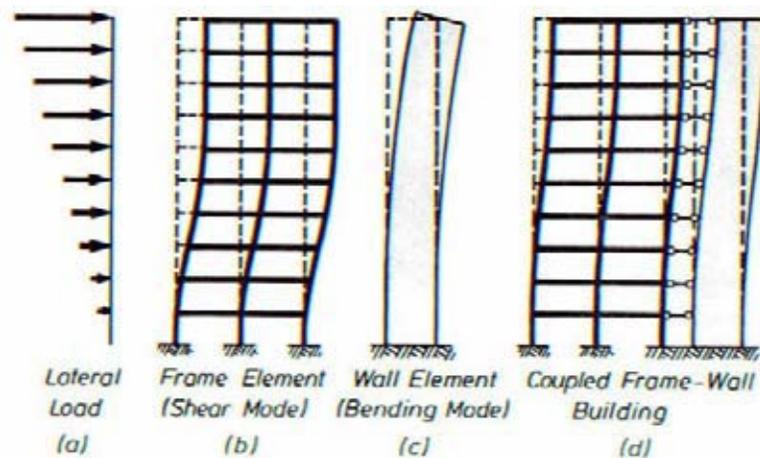


Figura 2.7
Patrones de deformación debido a fuerza lateral
(a) Carga lateral. (b) Pórtico. (c) Muro. (d) Sistema muro-marco.

2.2.3.1 Estructuras de marcos acoplados a muros de altura parcial

Aunque en la mayoría de las estructuras los muros estructurales se extienden sobre la altura completa, hay casos cuando por razones arquitectónicas u otros, los muros terminan bajo el nivel del último piso. Un modelo de tales estructuras es mostrado en la figura 2.8.

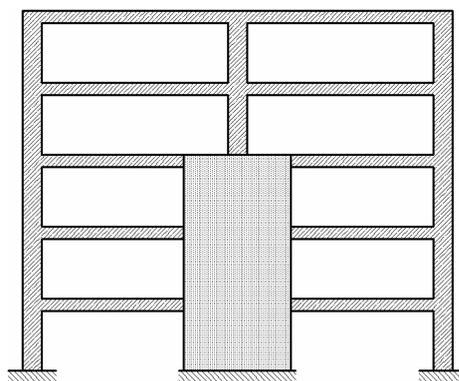


Figura 2.8
Pórtico acoplado a muro de altura parcial.

Debido a la abrupta discontinuidad en la rigidez total en el nivel donde el muro termina, la respuesta sísmica de esas estructuras genera incertidumbre. Graves discontinuidades se esperan, como resultado un posible rasgo crítico de la respuesta dinámica la cual no puede ser anticipada por una rutina de fuerzas estáticas en un análisis elástico. Se sospecha que las regiones de discontinuidad pueden sufrir daño prematuro y la demanda de ductilidad local durante el sismo mas intenso esperado, puede exceder la habilidad de los componentes afectados para deformar en el rango inelástico sin una pérdida significativa de resistencia (Paulay, 1992).

2.3 Métodos de análisis estructural

2.3.1 Análisis lineal

En la actualidad, la mayor parte de las estructuras de hormigón armado se diseñan para momentos, cortantes y fuerzas axiales encontrados mediante la teoría elástica. Por otra parte, el dimensionamiento real de los elementos se lleva a cabo con modelos de resistencia que reconocen que se tendría una respuesta inelástica de la sección y del elemento para estados de sobrecarga. Por ejemplo, las cargas mayoradas se utilizan en el análisis elástico para determinar los momentos de viga continua después de lo cual las secciones críticas de viga se diseñan con el conocimiento que el acero estaría muy dentro del intervalo de fluencia y que la distribución de esfuerzos en el concreto sería no lineal antes del colapso final. Evidentemente, éste es un planteamiento inconsistente dentro del proceso total de análisis y diseño, aunque puede demostrarse que es seguro y conservador (Nilson, 1999).

2.3.2 Análisis no lineal

Basado en una gran cantidad de ensayos y estudios los análisis no lineales han presentado un amplio desarrollo, apoyados también en el avance tecnológico de los computadores.

Los métodos de análisis no lineales se clasifican en dos grandes grupos: los análisis dinámicos no lineales y los análisis estáticos no lineales. Ambos requieren de un acabado conocimiento de las características de los materiales sobretodo de aquellas que dicen relación con propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas.

Los análisis estáticos no lineales (*nonlinear static procedure*: NSP, o también llamados análisis *pushover*) nacen como una alternativa a los análisis dinámicos no lineales. Estos

métodos se desarrollaron como herramienta para descubrir la vulnerabilidad presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos.

Los análisis *pushover* consisten básicamente en aplicar, sobre los edificios, una carga monotónicamente creciente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o fuerza de corte basal previamente definida.

Actualmente existen al menos tres documentos de amplia difusión que indican una o varias formas de realizar un análisis *pushover*, éstos son el ATC-40, el FEMA356 y el Eurocode-8 (EC8). Chopra (Chopra, 2000) explica que los procedimientos estáticos no lineales incorporados en el ATC-40 (ATC, 1996) y el FEMA273 (FEMA, 1997) se basan en el *capacity spectrum method* originalmente desarrollado por Freeman, el cual consiste en los siguientes pasos:

1. Desarrollar la relación entre el corte basal V_b y el desplazamiento del piso último u_n figura 2.9(a), comúnmente conocida como curva *pushover*.
2. Convertir la curva *pushover* en un diagrama de capacidad, figura 2.9(b), donde m_j es la masa concentrada en el j -ésimo nivel de piso; Φ_{j1} es el j -ésimo elemento de piso del modo fundamental Φ_1 ; n es el número de pisos; y M_1^* es la masa modal efectiva para el modo de vibrar fundamental:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1}}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1}^2} \quad (2.2a); \quad M_1^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1}^2} \quad (2.2b)$$

3. Convertir el espectro de respuesta elástico (o el de diseño) del formato estándar pseudoaceleración A versus periodo natural T_n al formato $A-D$, donde D es la ordenada deformación espectral, figura 2.9(c).
4. Graficar el diagrama de demanda y el diagrama de capacidad juntos y determinar la demanda de desplazamiento figura 2.9(d). Involucrados en este paso están los análisis dinámicos como una secuencia de sistemas lineales equivalentes con sucesivas actualizaciones de los valores de periodo natural de vibración T_{eq} y el amortiguamiento viscoso equivalente ζ_{eq}
5. Convertir la demanda de desplazamiento determinada en el paso 4 a desplazamiento global (de piso) y la componente de deformación individual compararlas con los valores límites para el desempeño objetivo especificado.

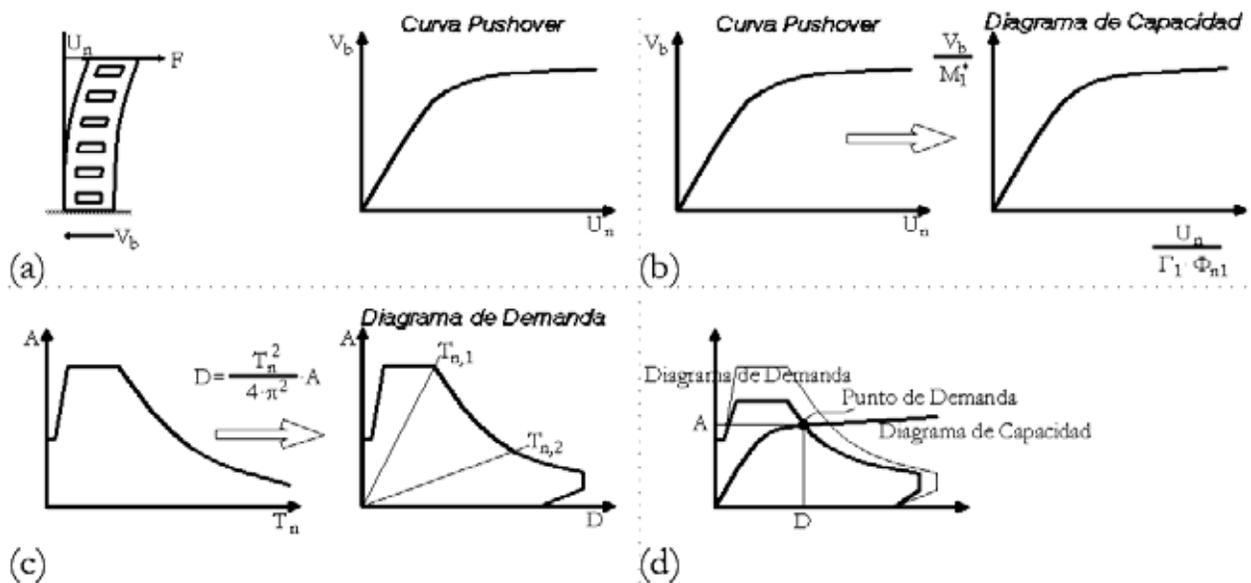


Figura 2.9 Método de Capacidad Espectral.

(a) Curva desplazamiento del último piso versus corte basal. Curva pushover.

(b) Conversión de la curva pushover a diagrama de capacidad.

(c) Conversión del formato estándar del espectro de respuesta elástico al formato A-D.

(d) Diagrama de demanda, de capacidad y punto de demanda.

Chopra (Chopra, 2000) además explica que existen varias aproximaciones en varios de los pasos descritos del análisis simplificado de sistemas inelásticos de varios grados de libertad. Implícito en los pasos 1 y 2 es que la distribución de fuerzas laterales asumida se aproxima y sustenta sólo en el modo fundamental de vibración del sistema elástico. Implícito en el paso 4 está la convicción que la deformación inducida por el sismo de un sistema inelástico de un grado de libertad puede ser estimada satisfactoriamente por un método iterativo requiriendo del análisis de una secuencia de sistemas lineales equivalentes, evitando así el análisis dinámico del sistema inelástico de un grado de libertad.

2.3.2.1 Método del espectro de capacidad (ATC-40)

El CSM (*capacity spectrum method*: CSM) o método del espectro de capacidad está incluido en el documento ATC-40 (ATC, 1996), este método de análisis no lineal estático utiliza la curva de capacidad de la estructura (curva *pushover*) y una reducción del espectro de respuesta para evaluar el desempeño del edificio (Valenzuela, 2002).

Valenzuela (Valenzuela, 2002) explica que éste método de análisis estático no lineal involucra tres conceptos: capacidad, demanda y desempeño. La capacidad está asociada a la curva *pushover* o curva de fuerza basal versus deformación, este proceso usa una serie de análisis elásticos secuenciales, bajo la acción de patrones de carga lateral aplicado a la estructura. La demanda es la curva que representa la acción sísmica y el desempeño es una medida del comportamiento del edificio mediante una serie de parámetros preestablecidos.

El ATC-40 especifica tres métodos (métodos A, B y C) para estimar la demanda de deformación inducida por acciones sísmicas (Chopra, 2000). El procedimiento A y B son analíticos y computacionalmente amenos, considerando que el procedimiento C es gráfico y más adecuado para un análisis manual.

Chopra y Goel evaluaron la precisión de los procedimientos estáticos no lineales contenidos en el ATC-40, con respecto a su capacidad para estimar las deformaciones sísmicas (Chopra, 2000) en la investigación los autores demuestra importantes deficiencias en el procedimiento A. Este procedimiento iterativo no converge para algunos de los sistemas analizados. Converge en la mayoría de los casos, pero a una deformación muy diferente a la entregada por procedimientos dinámicos no lineales. El procedimiento B del ATC-40 siempre entrega un único valor de deformación, semejante al entregado por el procedimiento A, cuando este converge. Estos procedimientos aproximados subestiman significativamente la deformación para un amplio rango de periodos y factores de ductilidad con errores del orden del 50%, implicando que la deformación estimada es cerca de la mitad del valor “exacto”.

2.3.2.2 Método de coeficientes de desplazamiento (FEMA 273/356)

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, (*Federal Emergency Management Agency: FEMA*) junto a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, (*American Society of Civil Engineers: ASCE*), ambas instituciones estadounidenses, redactaron un documento con características de pro-norma en el cual se entregan, entre otras cosas, directivas para la realización de análisis dinámicos no lineales, un procedimiento para realizar análisis estáticos no lineales y parámetros de modelación numérica de rótulas plásticas en los materiales estructurales más usados (FEMA, 2000).

La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre el corte basal y el desplazamiento del nodo de control será suplida con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia de fluencia efectiva, V_y , de la estructura, figura 2.10.

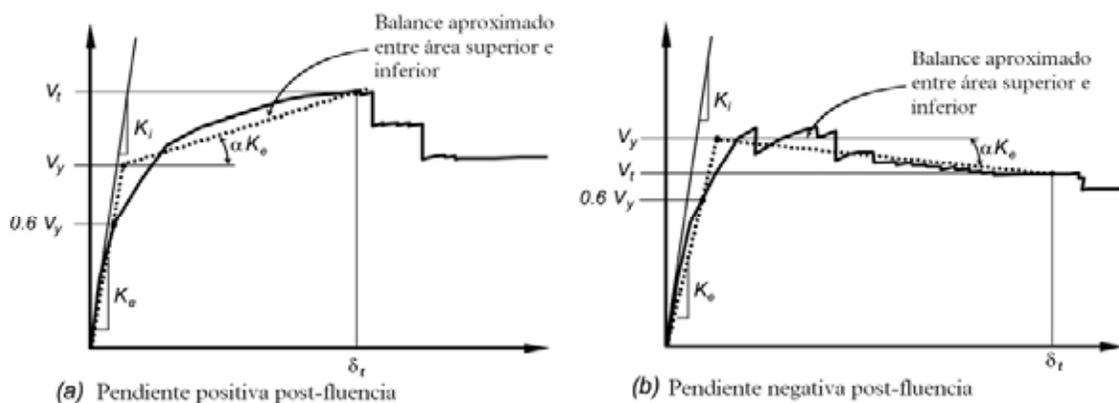


Figura 2.10
Relación no lineal fuerza-desplazamiento entre corte basal y desplazamiento del nodo de control.

El procedimiento estático no lineal incorporado en el FEMA 356 (FEMA, 2000) indica que un modelo matemático incorporará directamente las características de carga-deformación no lineal de los componentes individuales y elementos de la estructura, éste será sometido a cargas laterales incrementadas monotónicamente representando las fuerzas de inercia producidas durante un sismo, hasta alcanzar un desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo se medirá en un nodo de control ubicado en el centro de masa del último nivel de la estructura. El desplazamiento objetivo intenta representar la deformación máxima como la que podría ocurrir durante el sismo de diseño. Debido a que el modelo matemático considera directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas de inercia calculadas serán aproximaciones razonables de aquellas esperadas durante el sismo (FEMA, 2000). El desplazamiento objetivo se calcula según la ecuación (2.3).

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g \quad (2.3)$$

Donde:

- C_0 : Factor de modificación relativo al desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad.
- C_1 : Factor de modificación relativo al desplazamiento inelástico máximo esperado.
- C_2 : Factor de modificación que representa el efecto de las características histeréticas, degradación de rigidez y deterioro de resistencia.
- C_3 : Factor de modificación que representa el incremento de los desplazamientos debidos a efectos $P - \Delta$ dinámicos.
- S_a : Espectro de respuesta reaceleraciones.
- T_e : Periodo fundamental efectivo.
- g : Aceleración de gravedad.

Para los análisis no lineales estáticos al menos dos distribuciones de carga lateral serán aplicados, estos serán seleccionados de dos grupos:

1. Un patrón modal seleccionado de entre los que siguen:
 - Una distribución vertical proporcional a los valores de C_{vx} , que es un factor de distribución vertical de fuerzas sísmicas.
 - Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis.
 - Una distribución vertical proporcional a la distribución de corte de entrepiso calculada mediante la combinación modal de un análisis de espectro de respuesta que incluya suficientes modos para incorporar al menos el 90% de la masa total de la estructura.

2. Un segundo patrón seleccionado a partir de uno de los siguientes:
 - Una distribución uniforme consistente de una fuerza lateral en cada nivel proporcional a la masa total de cada nivel.
 - Una distribución de carga adaptable que cambie a medida que la estructura se deforma.

2.3.2.3 Método N2, Eurocode-8

El método N2 ha sido desarrollado por Fajfar (Fajfar, 2000) en la *University of Ljubljana*, donde N representa *nonlinear analysis* y 2 por dos modelos matemáticos.

El método N2 combina el análisis *pushover* de un sistema de múltiples grados de libertad con el análisis de espectro de respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad. El procedimiento se formula en formato aceleración-desplazamiento, el cual permite una interpretación visual del procedimiento y de las relaciones entre los conceptos básicos que controlan la respuesta sísmica. Un espectro inelástico, mejor que un espectro elástico con periodo y amortiguamiento equivalente, es utilizado, este aspecto representa la mayor diferencia con respecto al CSM. Más aún, la demanda requerida puede ser obtenida sin iteración. Generalmente, los resultados del método N2 son razonablemente adecuados, dado que la estructura oscila predominantemente en el primer modo (Fajfar, 2000).

En el método N2, el vector de cargas laterales P usado en el análisis *pushover* es determinado con la ecuación (2.4), donde M es la matriz diagonal de masa:

$$P = p \cdot \Psi = p \cdot M \cdot \Phi \quad (2.4)$$

La magnitud de las fuerzas laterales es controlada por p. La distribución de cargas laterales se denomina Ψ . Este relaciona el modo de deformación Φ . Consecuentemente, la fuerza asumida y la forma de la deformada no son mutuamente independientes como en la mayoría de los otros *pushovers*. Notar que la ecuación (1.4) no representa alguna restricción con respecto a la distribución de cargas laterales. Usualmente, esta distribución es asumida directamente. En el método N2, la distribución es asumida indirectamente, pero incorporando la forma de la deformada (Fajfar, 2000).

La curva *pushover* representa la relación entre la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control.

Actualmente el método N2 se encuentra incorporado al Eurocode-8 (CEN, 2002).

El EC8 indica que un análisis *pushover* puede ser aplicado para verificar el desempeño estructural de edificaciones recientemente diseñadas y de las ya existentes en los siguientes aspectos:

- Verificar o revisar los valores de la razón de sobre-resistencia.
- Estimar mecanismos plásticos esperados y la distribución de daños.
- Cuantificar el desempeño estructural de estructuras existentes o rehabilitadas.
- Como alternativa al diseño basado el análisis lineal elástico.

Al menos dos distribuciones verticales de cargas laterales deben ser aplicadas:

- Un patrón uniforme, basado en fuerzas laterales que son proporcionales a la masa independiente de la elevación.
- Un patrón modal, proporcional a fuerzas laterales consistente con la distribución de fuerzas laterales determinada en el análisis elástico.

2.3.2.4 Análisis *Pushover* Modal

Originalmente el *capacity spectrum method* supone que la respuesta fundamental de la estructura analizada se basa en su modo fundamental de vibración. En este supuesto radica una de las principales deficiencias teóricas del método, además de producir una insuficiencia en la base conceptual, se produce una fuerte limitación de la utilidad de éste, debido a que existen estructuras cuya respuesta está influenciada por modo altos de vibración (González, 2003).

En un estudio y evaluación preliminar realizado por Chopra y Goel (Chopra, 2001) presentan un nuevo procedimiento estático no lineal que incorpora los efectos de los modos superiores de vibrar que llaman MPA (*Modal Pushover Analysis*).

A continuación se presenta un resumen del procedimiento propuesto por Chopra (Chopra, 2003):

- Calcular los periodos naturales, T_n , y los modos Φ_n , para una vibración lineal-elástica de una estructura.
- Desarrollar la curva *pushover* de desplazamiento de piso versus corte basal $(V_{bn} - u_{rn})$ para la distribución de fuerzas del n-ésimo modo $s_n^* = m \cdot \Phi_n$.
- Idealizar la curva *pushover* como una curva bilineal.

- Convertir la curva *pushover* idealizada a la relación fuerza-deformación ($F_{sn}/L_n - D_n$) del n-ésimo modo del sistema inelástico de un grado de libertad utilizando las relaciones; $\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}$ y $D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \cdot \Phi_m}$
- Calcular la máxima deformación, D_n del n-ésimo modo del sistema inelástico de un grado de libertad con las relaciones fuerza-deformación y razón de amortiguamiento ζ_n . El periodo inicial de vibración del sistema es $T_n = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{L_n \cdot D_{ny}}{F_{ny}} \right)^{\frac{1}{2}}$.
- Calcular el desplazamiento *peak* del último nivel de piso u_m asociado con el n-ésimo modo del sistema inelástico de un grado de libertad, a partir de $u_m = \Gamma_n \cdot \Phi_m \cdot D_n$
- A partir de los valores entregados por el *pushover* en el desplazamiento del último piso u_m , extraer los valores solicitados de la respuesta r_n : desplazamientos de piso, deformaciones relativas de entrepiso, giros en rótulas plásticas, etc.
- Repetir los pasos 3 al 7 para varios modos como requerimiento de exactitud; usualmente los primeros dos o tres modos serán suficientes.
- Determinar la respuesta total (demanda) r_{MPA} mediante combinación de las repuestas modales *peak* usando una regla de combinación apropiada, por ejemplo SRSS, donde j es el número de modos incluidos.

$$r_{MPA} = \left(\sum_{n=1}^j r_n^2 \right) \quad (2.5)$$

El MPA estima las demandas sísmicas de entrepiso con un grado de exactitud que podría ser suficiente para la mayoría de los casos de diseño y rehabilitación de edificios. Con pocos modos incluidos, la distribución en altura de la demanda de deformación relativa de entrepiso determinada por el MPA es similar a los resultados *exactos* provenientes de procedimientos dinámicos no lineales (Chopra, 2003).

Basado en la teoría de dinámica estructural, este análisis *pushover* retiene la simplicidad conceptual de los procedimientos comunes con distribución de fuerzas invariable. El análisis *pushover* para las dos o tres primeras distribuciones de fuerza modal son suficientes en el MPA, de esta manera, el esfuerzo computacional requerido es comparable al procedimiento del FEMA 356 que requiere análisis *pushover* para al menos dos distribuciones de fuerza (Chopra, 2003).

2.3.2.5 Otros procedimientos no lineales estáticos

Uno de los principales supuestos en que se sustentan los análisis *pushover* es en la tendencia predominante de las estructuras a vibrar en su primer modo, de aquí el hecho que se utilicen sistemas equivalentes de un grado de libertad. Éste punto débil ha sido ampliamente estudiado y criticado, es por ello que métodos como el MPA que incorporan los efectos de modos superiores logran una mejor precisión.

Otros análisis *pushover* desarrollados son aquellos que varían, con cada incremento, el patrón de cargas que se aplica a la estructura, estos métodos se conocen como *Adaptive Pushover Procedure*.

Una metodología adaptable fue propuesta por Gupta y Kunnath, en la cual la carga aplicada es constantemente actualizada, dependiendo de las características dinámicas instantáneas de la estructura, además un espectro específico puede ser usado para definir el patrón de fuerzas. De acuerdo al método, un análisis modal es llevado a cabo antes de cada incremento de carga, dando cuenta de la condición actual de la rigidez estructural. Entonces, un análisis estático es realizado para cada modo independientemente y los efectos de la acción calculada para cada modo son combinadas mediante la fórmula SRSS y adicionado al valor correspondiente del paso previo. Al final de cada paso, el estado de la rigidez estructural es evaluada para ser usada en el análisis modal del paso siguiente (Antoniou, 2004).

Un enfoque distinto, respecto de las metodologías propuestas, la hace Hernández-Montes (junto a otros dos autores), quien propone visualizar el problema desde el punto de vista energético. Los autores explican que la energía absorbida por una estructura de múltiples grados de libertad en el análisis *pushover* puede ser usada para derivar un desplazamiento basado en energía que caracterice el trabajo realizado por un sistema equivalente de un grado de libertad. Así, en contraste al enfoque convencional del análisis *pushover* figura 2.11(a) uno puede ver el análisis *pushover* equivalentemente en términos del trabajo realizado (o energía absorbida) versus la respuesta al corte basal (ilustrado esquemáticamente en la figura 2.11(b), con los ejes rotados). El valor asociado con la figura 2.11(b) puede ser usado para determinar el desplazamiento basado en energía, $D_{e,n}$, de acuerdo a la ecuación (2.6).

$$\Delta D_{e,n} = \frac{\Delta E_n}{V_{bn}} \quad (2.6)$$

La curva de capacidad del sistema equivalente de un grado de libertad puede entonces ser obtenido usando transformaciones convencionales del corte basal junto con el

desplazamiento basado en energía, como ilustra esquemáticamente la figura 2.11(c). La curva de capacidad basada en energía para igualar la curva de capacidad obtenida usando aproximaciones convencionales para los análisis de los primeros modos además de los modos más altos en el dominio elástico. Consecuentemente, se concluye que la formulación basada en energía provee de una fuerte base teórica para establecer la curva de capacidad del primer modo así como los modos superiores de un sistema de un grado de libertad equivalente (Hernández-Montes, 2004).

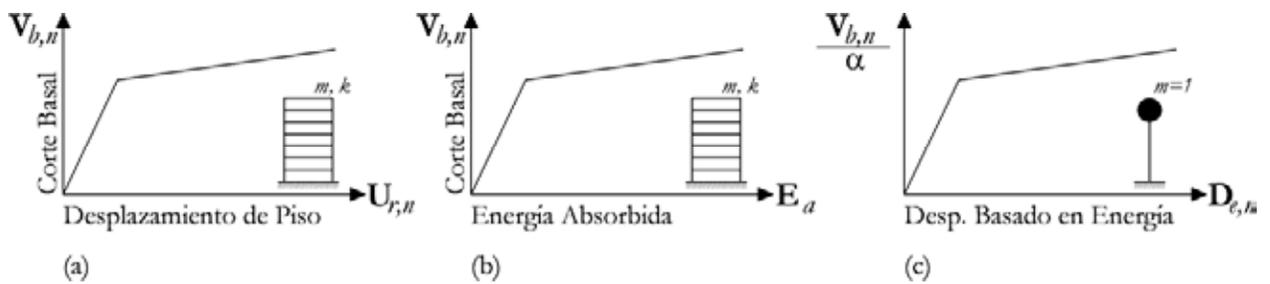


Figura 2.11

- (a) Curva de capacidad convencional.
- (b) Enfoque alternativo del análisis pushover.
- (c) Curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad equivalente.

Capítulo III

Estructuración y diseño de los edificios

3.1 Descripción de las estructuras

Los sistemas estructurales basados en muros, han soportado satisfactoriamente los sismos y se han transformado en el principal criterio de estructuración para edificios de hormigón armado en Chile. Este tipo de sistemas otorga a las edificaciones una alta capacidad resistente, y a la vez genera una estructura rígida que permite controlar los desplazamientos relativos de entrepiso, esto queda respaldado con la investigación realizada por Cruz luego del sismo que afectó la zona central el 3 de marzo del año 1985, en él concluye que “una de las más importantes lecciones que dejó este terremoto es la verificación de la seguridad que poseen los edificios estructurados en base a muros de hormigón armado, dispuestos con la configuración y en la densidad que son característicos de las construcciones de este país”(Cruz, 1988).

Otro sistema, menos utilizado, es el de pórticos de hormigón armado, el cual genera sistemas mucho más flexibles que el anterior, con periodos de vibración más largos, que conllevan mayores deformaciones. Este tipo de estructuración, no permite alcanzar muchos pisos de altura, ya que, se hace muy difícil que cumpla con los requisitos de deformaciones máximas de entrepiso que exige la norma de diseño sísmico de edificios NCh433.Of96 (INN, 1996).

El presente estudio analiza seis edificios de diez pisos, estructurados en base a elementos resistentes planos formados por pórticos y muros acoplados de altura variable. Se ha elegido una distribución regular en planta de los elementos estructurales y simetría respecto del eje de dirección en el cual se aplican las cargas, esto nos asegura la ausencia de excentricidades de rigideces, con el fin de enfatizar el análisis sobre las características del edificio.

3.1.1 Configuración estructural de los edificios

Se analizan seis edificios, los que se obtienen a partir de uno que se toma como base. Éste edificio está formado por nueve marcos planos estructurado únicamente por columnas y vigas, los restantes cinco edificios incorporan muros en dos de sus ejes (ejes B y H), cuya altura varía con cada modelo.

La planta de todas las estructuras medida a partir de los ejes es de 18 metros de ancho (dirección X) por 36 metros de largo (dirección Y), tienen una altura total de 36 metros y altura de entrepiso de 3,6 metros (el eje vertical perpendicular al plano XY es el eje Z). Los nueve marcos resistentes sobre el plano XZ (ejes A al I) para todos los edificios, son paralelos entre sí y están separados a 4,5 metros.

La dirección de análisis y diseño de los edificios es en sentido del eje X, correspondiente al eje fuerte de los muros, en la figura 3.1(a) se presenta el eje de referencia en planta y la dirección de análisis. No existen elementos resistentes en dirección del eje Y, el único elemento de acople entre los nueve marcos es la losa de 12 centímetros de espesor a nivel de cada uno de los diez pisos, la cual se asume que proporciona a todos los edificios características de diafragma rígido a nivel de piso. La planta estructura cielo de los niveles sin muros se observa en la figura 3.1(b), mientras que en la figura 3.1(c) se aprecia la planta estructura cielo para los niveles que incorporan muro.

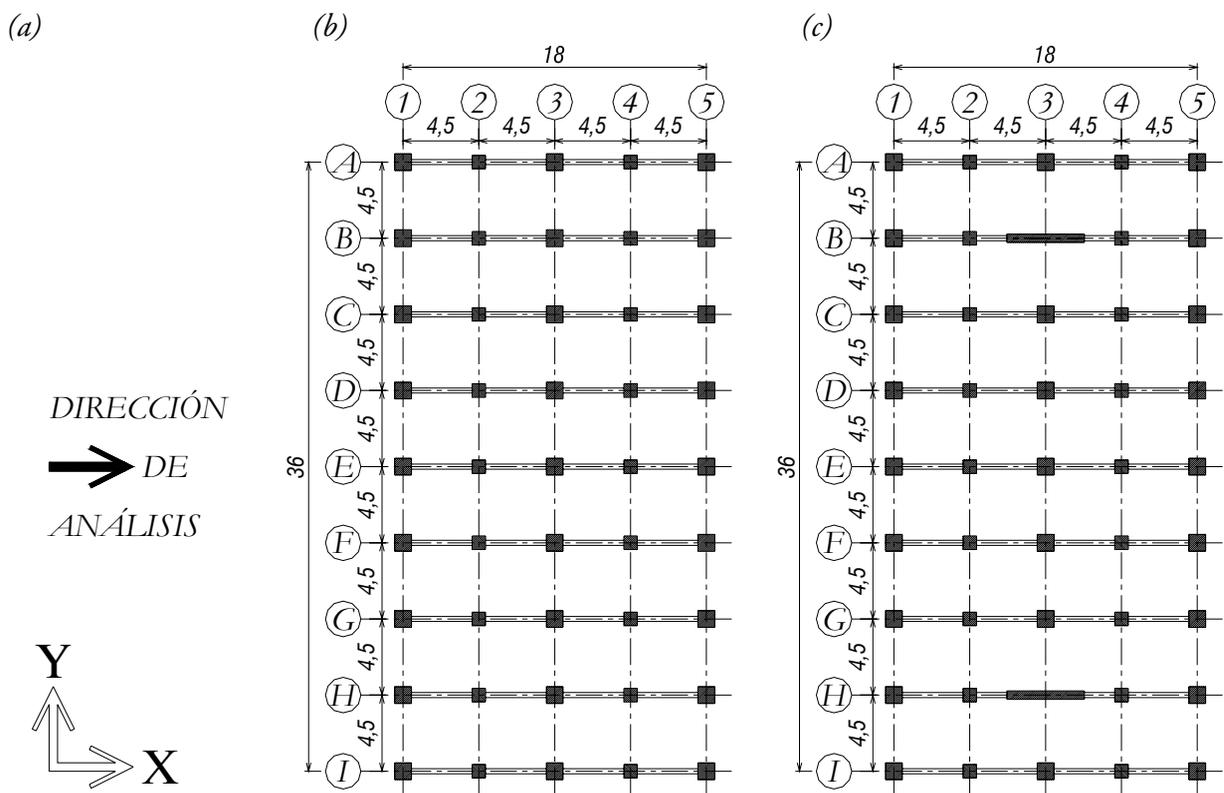


Figura 3.1

- (a) Dirección de análisis y ejes coordenados de referencia en planta.
- (b) Planta estructura cielo en niveles sin muros. Cotas en metros.
- (c) Planta estructura cielo en niveles con muros. Cotas en metros.

Para todos los edificios las columnas de los ejes 1, 3 y 5 tienen una sección cuadrada de 50 centímetros de lado, en tanto las columnas de los ejes 2 y 4 son cuadradas con 40 centímetros por lado. Todas las vigas son de 30 centímetros de ancho y 70 centímetros de alto mientras que los muros tienen de largo 460 centímetros, un espesor de 20 centímetros y una altura variable según el modelo. Se considera además una losa de 12 centímetros de espesor para todos los niveles de piso.

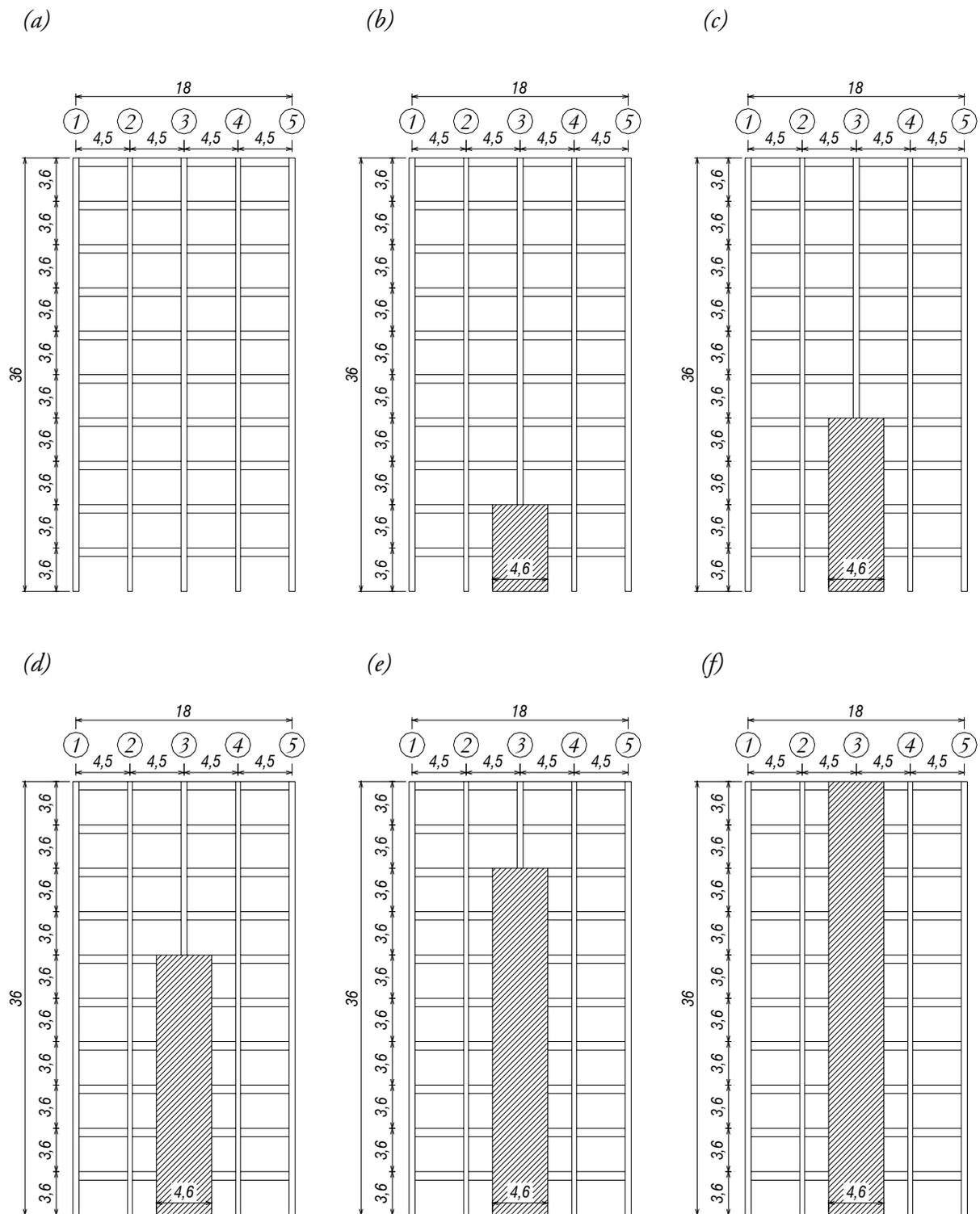


Figura 3.2

- (a) Elevación de los ejes B y H, edificio 1. (b) Elevación de los ejes B y H, edificio 2.
 (c) Elevación de los ejes B y H, edificio 3. (d) Elevación de los ejes B y H, edificio 4.
 (e) Elevación de los ejes B y H, edificio 5. (f) Elevación de los ejes B y H, edificio 6.

3.2 Bases de cálculo

Los análisis para cargas estáticas y dinámicas, además del diseño se realizan con ayuda del *software* de propósito estructural SAP2000, que trae incorporadas las herramientas necesarias. Los edificios se modelan mediante elementos tipo *frame* con cacho rígido en las uniones. Se asignan diafragmas rígidos sobre todos los nodos ubicados a un mismo nivel de piso y las losas se modelan mediante nodos que concentran las propiedades de masa, el peso propio y sobrecarga serán tributados sobre las vigas que sostienen las losas.

3.2.1 Descripción general

Se asume que los edificios analizados serán destinados a uso de oficinas con áreas privadas sin equipos y se emplazarán en la ciudad de Valdivia, décima región, Chile.

Los edificios son diseñados en hormigón armado. La estructura de techo se analiza y diseña aparte, pues su presencia no es gravitante con respecto al desempeño estructural de los edificios, este análisis no hace parte de la presente tesis.

La estructuración está basada en marcos planos de hormigón armado, contando cinco de los seis edificios con dos muros de hormigón armado de altura variable emplazados en los ejes B y H, constan además de losa de igual material para cada piso que otorga a cada edificio características de diafragma rígido.

Se asume que los edificios estarán fundados sobre un suelo tipo III, clasificación de la norma chilena NCh433.Of96 (INN, 1996).

El sistema de fundaciones a utilizar serán zapatas corridas de hormigón armado. Se asume que esto valida la modelación empotrada de los elementos resistentes verticales al suelo, y que no existen fenómenos como levantamiento de fundaciones.

3.2.2 Materiales empleados

3.2.2.1 Hormigón armado

En losas, vigas, pilares y muros se utiliza hormigón estructural clase **H25**, con resistencia cilíndrica $f_c' = 250$ [kgf/cm²] alcanzada a los 28 días, con un 95% de nivel de confianza o 5% de muestras defectuosas.

Se utiliza para armadura de refuerzo, barras de acero comercial con resaltes de calidad **A63-42H**. El límite de ruptura es de 630 [MPa] y el de fluencia es de 420 [MPa].

3.2.2.2 Propiedades mecánicas

El módulo de Young del hormigón se calcula según la ecuación (3.1) extraída del Código de Diseño de Hormigón Armado (ICH, 2003) y que es válida para hormigones con valores de densidad entre 1.500 y 2.500 [kgf/m³]. La densidad del hormigón armado se asume de 2.500 [kgf/m³]. El módulo de corte se obtiene con la ecuación (3.2), y la tabla 3.1 resume las propiedades del hormigón armado y acero utilizadas en el análisis y diseño de los edificios.

$$E = W_c^{1,5} \cdot 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.2)$$

Donde:

- W_c : densidad del hormigón en [kgf/m³].
- f'_c : resistencia cilíndrica del hormigón en [MPa].
- E : módulo de elasticidad del material [kgf/cm²].
- G : módulo de corte del material [kgf/cm²].
- ν : módulo de Poisson del material.

Tabla 3.1. Propiedades de los materiales

	Hormigón armado	Acero
Pesos específicos	2,5 [tonf/m ³]	7,85 [tonf/m ³]
Módulo de elasticidad	268.750 [kgf/cm ²]	2,1x10 ⁶ [kgf/cm ²]
Coefficiente de Poisson	0,18	0,25
Coefficiente de dilatación térmica	1,2x10 ⁻⁵ [1/°C]	1,2x10 ⁻⁵ [1/°C]
Módulo de corte	113.877 [kgf/cm ²]	840.000 [kgf/cm ²]

3.2.3 Estados de carga

A continuación se definen los estados de carga estáticos y dinámicos que afectan las estructuras y que son utilizados para el análisis y diseño de las mismas.

3.2.3.1 Peso propio

Las cargas debidas a la acción del peso propio son calculadas de manera automática por SAP2000 mediante la definición de los pesos específicos de los materiales utilizados, las secciones de los elementos y sus longitudes.

Para el caso particular de las losas debido a que éstas son modeladas como nudos con masa concentrada, el peso propio de éstas se ingresan manualmente como cargas

tributarias sobre las vigas que las soportan, se aplicará además una sobrecarga de $10 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$ a fin de considerar el efecto de la sobrelosa y/o terminaciones.

3.2.3.2 Sobrecargas de uso

Éstas son aplicadas sobre las losas y tributadas sobre las vigas que las sostienen, los valores se obtienen de la tabla 3 de la NCh1537.Of86 (INN, 1986), en éste caso corresponde una sobrecarga de uso, $q_{sc} = 250 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$.

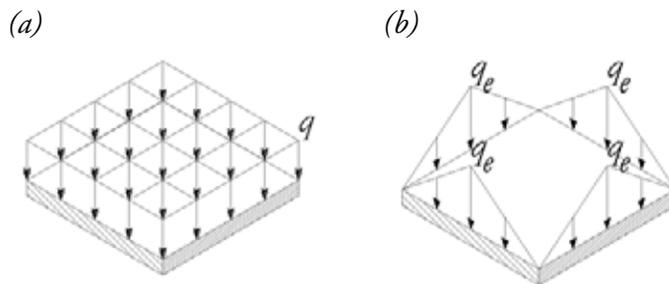


Figura 3.3

- (a) Losa de bordes empotrados solicitada por carga distribuida sobre área, $q \text{ [kgf/m}^2\text{]}$
 (b) Losa de bordes empotrados solicitada por cargas triangulares equivalentes, q_e es la ordenada máxima de las cargas tributarias [kgf/m] .

La tributación sobre las vigas se calcula e incorpora manualmente en SAP2000, para ello se asume que todas las losas se encuentran empotradas en todos sus bordes (ver figura 3.3(a)), por otro lado la configuración de todos los edificios provoca que sólo existan losas cuadradas de 4,5 metros cada lado. De este modo la ordenada máxima de la sobrecarga tributada sobre las vigas es obtenida a través de la ecuación (3.3), donde l corresponde a la longitud de cualquier lado de la losa.

$$q_e = 0,5 \cdot q \cdot l \text{ [kgf/m]} \quad (3.3)$$

3.2.3.3 Acción del viento

La acción del viento sobre los edificios se calcula según las disposiciones de la norma NCh432.Of72 (INN, 1972).

La presión básica para diferentes alturas se obtiene mediante interpolación lineal de los valores extraídos de la tabla 1 de la NCh432.Of72 (INN, 1972). Para obtener la fuerza del viento por unidad de superficie estos valores se amplifican por un factor de forma $C=1,2$ ya que la acción del viento se asume perpendicular a los edificios, los cuales además

se consideran cerrados. Este factor C se descompone según como actúe el viento, es decir, para presión se utiliza 0,8 y para succión 0,4 (tal como lo indica la figura 3.4).

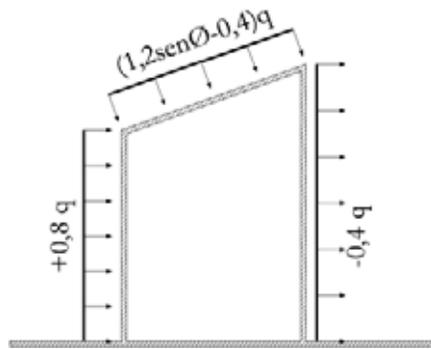


Figura 3.4

Acción del viento sobre construcciones cerradas. Adaptado del anexo A de la NCh432.Of72 (INN, 1972).

Tabla 3.2. *Acción del viento para un ancho tributario de 2,25 [m] (columnas de los extremos).*

h [m]	q [kgf/m ²]	q [kgf/m]	0.8·q [kgf/m]	0.4·q [kgf/m]
0,00	55,00	123,75	99,00	49,50
3,60	59,80	134,55	107,64	53,82
7,20	64,60	145,35	116,28	58,14
10,80	69,40	156,15	124,92	62,46
14,40	74,20	166,95	133,56	66,78
18,00	81,00	182,25	145,80	72,90
21,60	86,60	194,85	155,88	77,94
25,20	90,20	202,95	162,36	81,18
28,80	93,80	211,05	168,84	84,42
32,40	96,92	218,07	174,46	87,23
36,00	99,80	224,55	179,64	89,82

Tabla 3.3. *Acción del viento para un ancho tributario de 4,5 [m] (columnas intermedias).*

h [m]	q [kgf/m ²]	q [kgf/m]	0.8·q [kgf/m]	0.4·q [kgf/m]
0,00	55,00	247,50	198,00	99,00
3,60	59,80	269,10	215,28	107,64
7,20	64,60	290,70	232,56	116,28
10,80	69,40	312,30	249,84	124,92
14,40	74,20	333,90	267,12	133,56
18,00	81,00	364,50	291,60	145,80
21,60	86,60	389,70	311,76	155,88
25,20	90,20	405,90	324,72	162,36
28,80	93,80	422,10	337,68	168,84
32,40	96,92	436,14	348,91	174,46
36,00	99,80	449,10	359,28	179,64

Estas presiones se aplican sobre las columnas transformándolas en cargas por unidad de longitud considerando un ancho tributario según cada eje del edificio y dirección de análisis. La acción del viento en dirección X afecta presionando las columnas del eje 1 y succionando las del 5. Para las columnas que se encuentra en las esquinas de los edificios

(columnas de los ejes A e I) se considera un ancho tributario de 2,25 metros, mientras que para las columnas interiores 4,5 metros (columnas que coinciden con los ejes B al H), las tablas 3.2 y 3.3 indican los valores calculados para distintas alturas.

3.2.3.4 Sobrecarga de nieve

El valor de la sobrecarga básica mínima de nieve (n_0) se extrae de la tabla 2 de la NCh431.Of71 (INN, 1977), para el caso de edificaciones emplazadas en Valdivia corresponde; $n_0 = 25$ [kgf/m²]

La sobrecarga de nieve se obtiene mediante la amplificación de la sobrecarga básica mínima por un factor K que depende de la inclinación de la techumbre, y que para todos los edificios estudiados en el presente trabajo corresponde $K = 1,0$ por lo tanto; $n = 25$ [kgf/cm²] es la sobrecarga de nieve.

El valor de la sobrecarga de nieve obtenida es tan pequeña que en ningún caso *controla o afecta el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado*, más aún, una adecuada pendiente en la estructura de techo asegura la ausencia de nieve acumulada, es por esto que sólo se utiliza para la verificación de la estructura de techo, que como se explicó se analiza independientemente y no es propósito de la presente tesis.

3.2.3.5 Acción sísmica

Los requisitos mínimos relacionados con la acción sísmica se calculan en concordancia con las disposiciones de la norma NCh433.Of96 (INN, 1996).

3.2.3.5.1 Análisis modal espectral

La respuesta máxima de un sistema ante una sollicitación sísmica se obtiene utilizando el análisis modal espectral. Para desarrollar este análisis se requiere evaluar las matrices de masa y de rigidez lateral del edificio, y posteriormente calcular los modos de vibrar con sus respectivos periodos. El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por la ecuación (3.4).

$$S_a = \frac{I \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*} \quad (3.4)$$

Donde:

- I : es el coeficiente relativo al edificio de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.
- A_0 : aceleración efectiva máxima de acuerdo con la zonificación sísmica del país.
- α : factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar.
- R^* : factor de reducción del espectro.

La respuesta máxima del sistema se obtiene combinando las respuestas máximas calculadas para todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

La NCh433.Of96 (INN, 1996) permite que la superposición de los valores máximos modales pueda hacerse mediante la expresión:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j} \quad (3.5)$$

en que las sumas \sum_i y \sum_j son sobre todos los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} pueden determinarse por el método CQC:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{\frac{3}{2}}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad (3.6)$$

Donde:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

ξ : razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar, que debe tomarse igual a 0,05.

3.2.3.5.2 Períodos y masa modal participante

Del análisis dinámico se obtienen los períodos, modos de vibrar y masa modal participante los cuales se utilizan en el análisis modal espectral. En la tabla 3.4 se presentan los seis primeros modos asociados a las principales formas de vibración para todos los modelos estudiados.

Tabla 3.5. Modos de vibrar, periodos y masas participantes de los edificios.

Edificio	Modo de vibrar [-]	Período [seg]	Masa modal participante	
			UX [-]	UX Acumulado [-]
1	1	0,908599	0,83	0,83
	2	0,299268	0,10	0,93
	3	0,172444	0,03	0,97
	4	0,120729	0,02	0,98
	5	0,091833	0,01	0,99
	6	0,073765	0,00	0,99

Tabla 3.5 (continuación). *Modos de vibrar, periodos y masas participantes de los edificios.*

Edificio	Modo de vibrar [-]	Período [seg]	Masa modal participante	
			UX [-]	UX Acumulado [-]
2	1	0,800861	0,74	0,74
	2	0,261693	0,12	0,86
	3	0,153695	0,05	0,91
	4	0,109872	0,04	0,95
	5	0,085046	0,02	0,97
	6	0,068674	0,01	0,98
3	1	0,748159	0,74	0,74
	2	0,255266	0,14	0,88
	3	0,149016	0,04	0,92
	4	0,100662	0,02	0,94
	5	0,075946	0,02	0,96
	6	0,065392	0,00	0,96
4	1	0,724471	0,76	0,76
	2	0,245526	0,12	0,87
	3	0,133437	0,05	0,93
	4	0,095947	0,03	0,96
	5	0,068333	0,01	0,97
	6	0,065392	0,00	0,97
5	1	0,720523	0,77	0,77
	2	0,221791	0,13	0,89
	3	0,127417	0,04	0,93
	4	0,083325	0,03	0,96
	5	0,065392	0,00	0,96
	6	0,065392	0,00	0,96
6	1	0,721995	0,77	0,77
	2	0,217241	0,13	0,90
	3	0,111495	0,05	0,95
	4	0,07159	0,02	0,97
	5	0,065392	0,00	0,97
	6	0,065392	0,00	0,97

3.2.3.5.3 Espectros de diseño

De la ecuación (3.4) se obtienen los espectros de diseño para cada edificio. Estos espectros de diseño incorporan las características de los edificios tales como el material del cual están estructurados, el periodo con mayor masa traslacional (T^*) y el uso que ellos tendrán. Incluye además las características del suelo sobre el cual estarán fundados, así como también la zona sísmica a la cual corresponden. A continuación se presenta un gráfico en el que se observan los espectros de diseño obtenidos para todos los edificios.

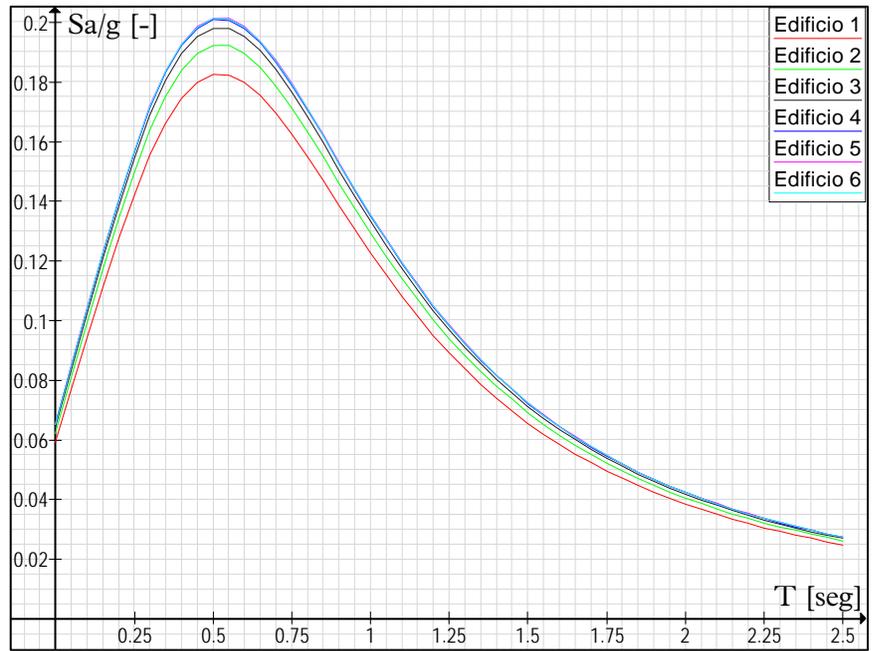


Gráfico 3.1.
Espectros de diseño.

3.2.3.5.4 Deformaciones sísmicas

Independientemente del tipo de análisis sísmico utilizado, la norma de diseño sísmico de edificios establece parámetros de deformaciones máximas que aseguran condiciones de servicio óptimas, es así como el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002 (INN, 1996). Dado que la altura de entrepiso es constante para todos los modelos, entonces la deformación máxima de entrepiso debido a efectos sísmicos debe ser menor a 0,72 centímetros.

En el gráfico 3.2 se observa la deformación de entrepiso provocada en los seis edificios por la acción sísmica.

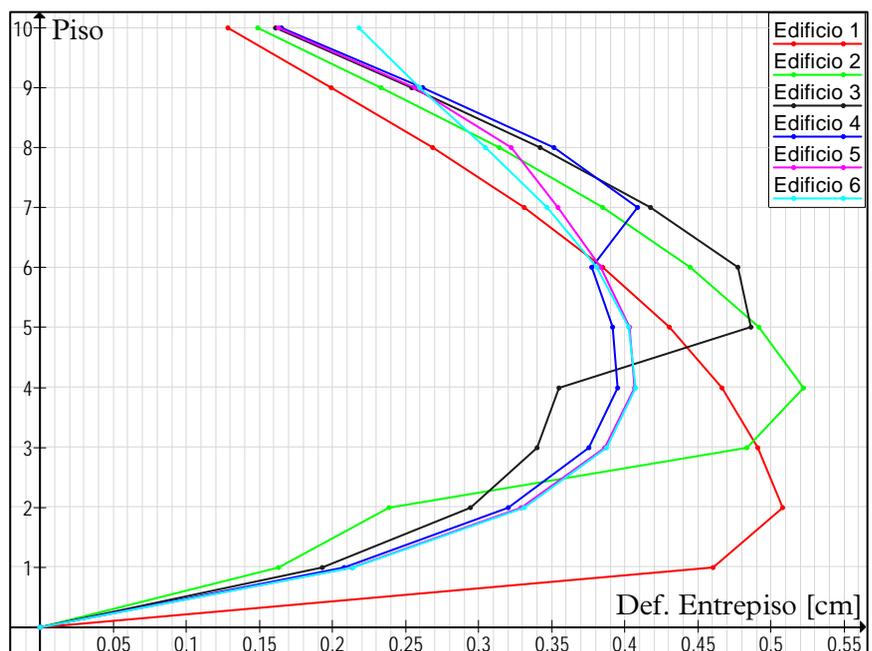


Gráfico 3.2.
Deformación de entrepiso provocada por la acción sísmica.

El gráfico 3.3 muestra los desplazamientos laterales de cada piso provocados en los edificios por la acción sísmica.

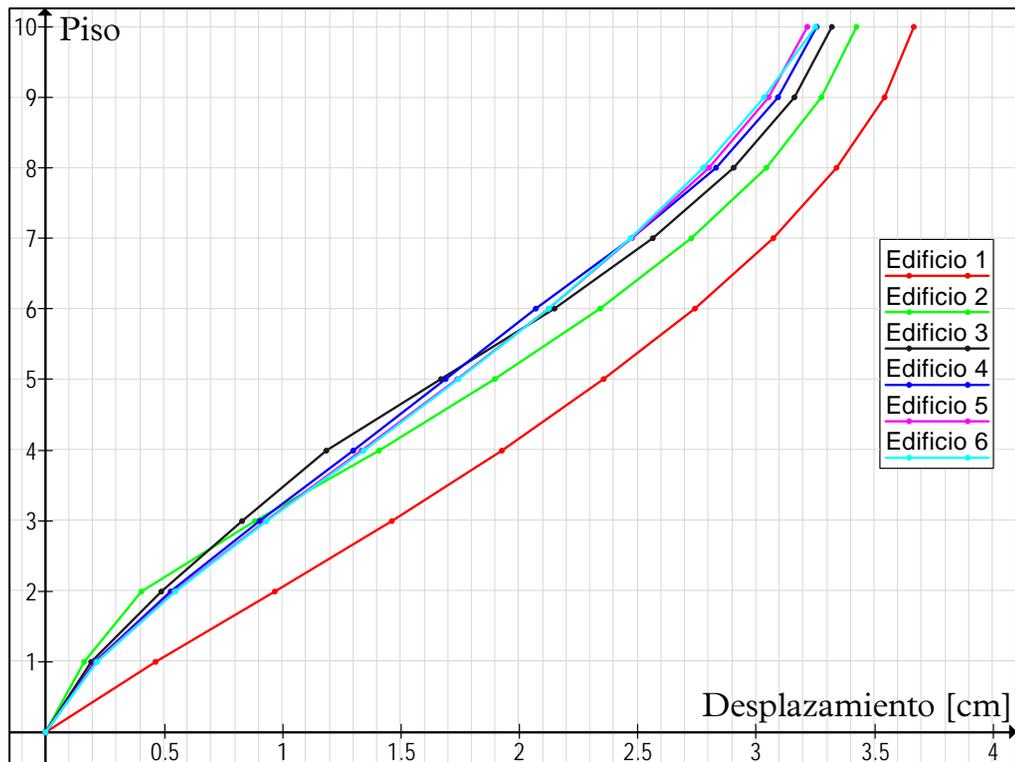


Gráfico 3.3.
Desplazamientos laterales de piso provocados por la acción sísmica.

3.2.3.5.5 Corte basal

Uno de los resultados de mayor relevancia que arroja el análisis modal espectral es la cantidad de fuerza de corte que toma el edificio en su base y el cortante que solicita cada piso. La norma de diseño sísmico establece parámetros que acotan el valor del corte basal, la cota inferior de corte queda definida por la ecuación 3.7, mientras que el valor máximo se obtiene de la ecuación 3.8.

$$Q_{\text{MIN}} = \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{6 \cdot g} \quad (3.7)$$

$$Q_{\text{MAX}} = I \cdot C_{\text{max}} \cdot P \quad (3.8)$$

Donde:

- I : es el coeficiente relativo al edificio de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.
- A_0 : aceleración efectiva máxima de acuerdo con la zonificación sísmica del país.
- P : peso sísmico del edificio.
- C_{max} : coeficiente sísmico máximo extraído de la tabla 6.4 de la NCh433.Of96.

En la tabla 3.6 se entregan los valores de corte basal obtenidos para el análisis modal espectral, así como también los valores máximos y mínimos establecidos por la norma de diseño sísmico de edificios.

Tabla 3.6. Corte basal provocado por la acción sísmica.

Edificio	Corte basal mínimo [tonf]	Corte basal calculado [tonf]	Corte basal máximo [tonf]
Edificio 1	209,6	462,3	528,1
Edificio 2	211,2	495,1	532,2
Edificio 3	212,8	537,5	536,2
Edificio 4	214,4	571,0	540,3
Edificio 5	216,0	584,5	544,3
Edificio 6	217,6	587,9	548,4

De la tabla 3.6 se concluye que los edificios 3, 4, 5 y 6 superan ligeramente el corte basal máximo establecido por la norma de diseño sísmico de edificios NCh433.Of96 (INN, 1996). Estas variaciones no se consideran significativas, pues las más desfavorables bordean apenas el 7%. Mas aún esta diferencia del corte calculado por sobre el máximo permitido se distribuye en los nueve marcos, por lo cual se estima que cada elemento vertical toma una fuerza de corte inferior a 1 tonelada-fuerza por sobre el permitido.

Por todo lo anterior, se asume que el diseño por corte para los elementos verticales resistentes del primer piso de los edificios 5 y 6 es ligeramente conservador.

El gráfico 3.4 muestra los esfuerzos de corte que soportan a nivel de piso cada edificio producto de la acción sísmica.

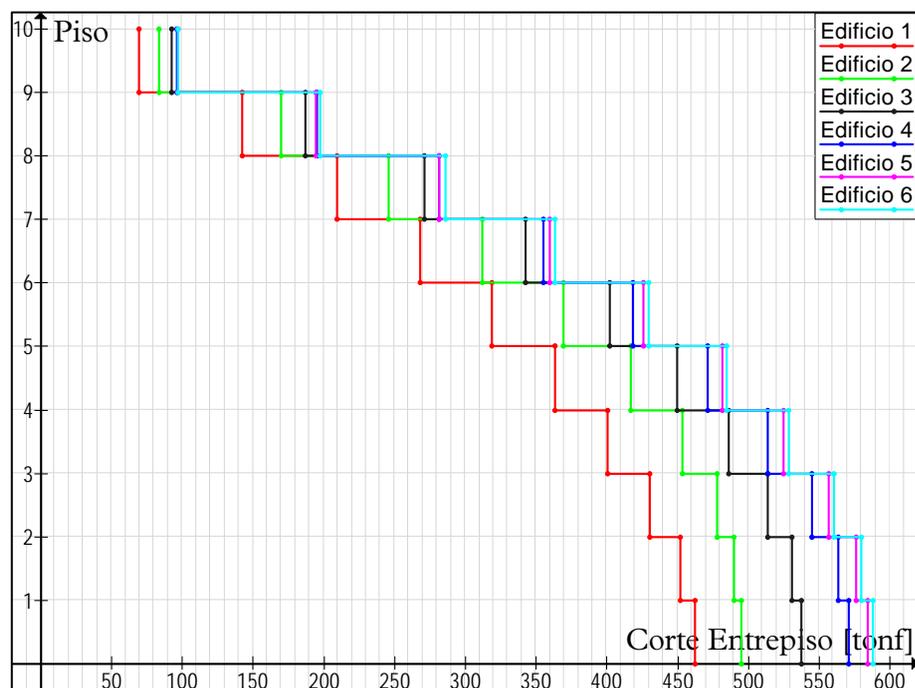


Gráfico 3.4.
Corte de entre piso producto de la acción sísmica.

3.3 Diseño de los edificios

3.3.1 Método de diseño

El método de diseño utilizado es el *diseño por resistencia* especificado en el Código de Diseño de Hormigón Estructural: Basado en el ACI318-02 (ICH, 2003). Se utiliza además, la herramienta de diseño automatizado que viene incorporado en SAP2000, la cual obtiene las cuantías requeridas en función de los esfuerzos y los parámetros establecidos por la norma citada.

El método de diseño por resistencia requiere que se incrementen por medio de los factores de carga especificados (resistencia requerida) las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados, y que las resistencias nominales calculadas se reduzcan por medio de los factores ϕ de reducción de resistencia (resistencia de diseño).

3.3.2 Hipótesis de diseño

Para fines de diseño se asumen una serie de afirmaciones ampliamente aceptadas que simplifican el análisis, a continuación se enumeran las más importantes citadas en el Código de Diseño de Hormigón Estructural.

1. Las deformaciones en la armadura y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto para elementos de gran altura sujetos a flexión, con razones de altura total a luz libre mayores que 0,4 para tramos continuos y 0,8 para tramos simples, en que debe considerarse una distribución no lineal de las deformaciones.
2. La máxima deformación utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0,003.
3. La tensión en la armadura debe tomarse como E_s veces la deformación del acero si ésta resulta menor que la tensión de fluencia especificada f_y . Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , la tensión se considera independiente de la deformación e igual a f_y .
4. La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón armado sujetos a flexión y a carga axial.
5. La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación del hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

6. Los requisitos del punto (5) se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.

3.3.3 Combinaciones de carga

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en la normativa de diseño vigente multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y con las variaciones esperables para dicha carga durante la vida de la estructura. El código ACI318-2002 proporciona factores de carga para combinaciones específicas de carga. En cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga.

A continuación se citan las combinaciones de carga utilizados en el diseño de las estructuras.

$$U_1 = 1,4 \cdot (D + F) \quad (3.9)$$

$$U_2 = 1,2 \cdot (D + F + T) + 1,6 \cdot (L + H) + 0,5 \cdot (L_R \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (3.10)$$

$$U_3 = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (L_R \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 \cdot L \text{ ó } 0,8 \cdot W) \quad (3.11)$$

$$U_4 = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot W + 1,0 \cdot L + 0,5 \cdot (L_R \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (3.12)$$

$$U_5 = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot E + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S \quad (3.13)$$

$$U_6 = 0,9 \cdot D + 1,6 \cdot W + 1,6 \cdot H \quad (3.14)$$

$$U_7 = 0,9 \cdot D + 1,0 \cdot E + 1,6 \cdot H \quad (3.15)$$

Donde:

- D : cargas permanentes, o esfuerzos internos correspondientes.
- E : carga sísmica, o esfuerzos internos correspondientes.
- F : cargas debidas al peso y presiones de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o esfuerzos internos correspondientes.
- H : cargas debidas al peso y presión del suelo, del agua, u otros materiales, o esfuerzos internos correspondientes.
- L : sobrecargas, o esfuerzos internos provocados por ella.
- L_r : sobrecargas de techumbre, o esfuerzos internos provocados por ella.
- R : cargas por lluvia, o esfuerzos internos provocados por ella.
- S : cargas por nieve, o esfuerzos internos provocados por ella.
- T : efectos acumulados de la temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y del hormigón de retracción compensada.
- W : carga por viento, o esfuerzos internos correspondientes.

3.3.4 Flechas máximas admisibles

Las flechas máximas admisibles tienen por objeto obtener una estructura que además de resistir los estados de carga mas desfavorables posea índices de serviciabilidad adecuados limitando las deformaciones de los elementos resistentes.

Para obtener la deformación máxima admisible para vigas de hormigón armado ver ecuación (3.16).

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{480} \quad (3.16)$$

Donde:

Δ_{\max} : deformación máxima admisible.

L : corresponde a la luz de la viga.

3.3.5 Resumen de cuantías de acero diseñadas

Las cuantías de acero son obtenidas con ayuda de la herramienta de diseño automatizada que trae incorporada el *software* SAP2000, con excepción de los muros los cuales son verificados de manera manual.

El diseño de los elementos afecta directamente la modelación de las curvas constitutivas de las rótulas plásticas, necesarias para el análisis no lineal estático. Se asume que no existen variaciones de importancia entre las cuantías diseñadas entre los elementos componentes de los distintos pórticos, de este modo se diseñan para cada edificio algunos de los elementos mas representativos de tal modo que no sea necesaria una verificación elemento por elemento.

3.3.5.1 Vigas

Se verifica la viga mayormente solicitada considerando los ejes E y H de entre todos los edificios, de este modo el diseño incluye a todas las vigas de todos los edificios. La simetría de los edificios y de las solicitaciones confirma el criterio aplicado.

Se utiliza un refuerzo longitudinal simétrico en la zona inferior y superior equivalente a 4 barras de acero de 22 milímetros de diámetro, y estribos cerrados de barras de 10 milímetros de diámetro separados a 15 centímetros, ver figura 3.5.

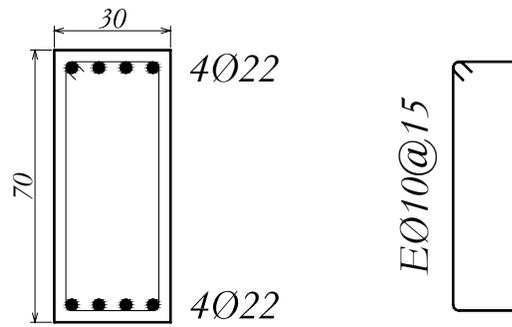


Figura 3.5
Detalle del refuerzo de acero en vigas.

3.3.5.2 Columnas

Se verifican las cuantías asignadas por SAP2000 considerando aquellas que están en los ejes E y H de entre todos los edificios, de este modo el diseño incluye a todas las columnas de todos los edificios. La gran capacidad resistente de las columnas cuadradas de 50 centímetros de lado, produce que la cuantía mínima asegure su correcto desempeño, de este modo se obtiene una única sección, reforzada con cuatro barras de 22 milímetros de diámetro ubicadas en las esquinas, más cuatro barras de 18 milímetros de diámetro colocadas en la mitad de cada lado, como refuerzo para corte se imponen estribos dobles cerrados de barras de 10 milímetros de diámetro separados a 20 centímetros entre sí, ver figura 3.6.

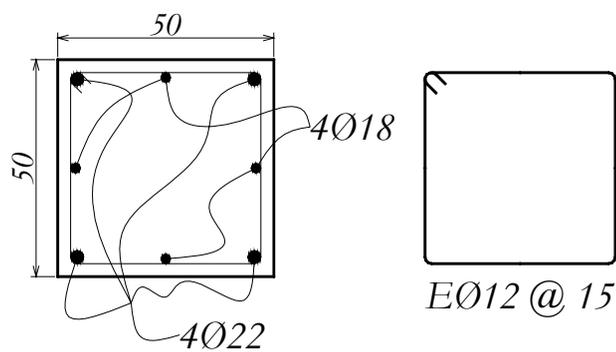


Figura 3.6
Detalle del refuerzo de acero en columnas 50/50 [cm].

Las columnas de sección cuadrada de 40 centímetros de lado muestran un comportamiento más variable, sobre la base de las cuantías asignadas por el programa. Esta sensibilidad reflejada en la variación en las cuantías pareciera estar influenciada por la discontinuidad de los muros, que provocan zonas con cambio de rigidez entre un piso y otro. Bajo líneas generales, las cuantías de acero en columnas son más grandes para los pisos cercanos a la discontinuidad vertical. La cantidad de acero requerida, según SAP2000, es mayor incluso en pisos superiores que en pisos cercanos a la base, donde uno espera mayores solicitaciones.

Debido a que el diseño de los elementos está directamente relacionado con la definición de las curvas constitutivas de las rótulas plásticas utilizadas dentro del análisis no lineal, no se considera esta singularidad en la distribución de refuerzo longitudinal en las columnas. La cuantía mas grande calculada por el programa es utilizada desde la base del edificio hasta el piso donde efectivamente se requiere, es decir, si por ejemplo para una columna se requiere 25 [cm²] de acero en el cuarto piso y 16 [cm²] en el primer nivel, entonces se utilizan 25 [cm²] de acero desde el primer nivel hasta el cuarto. Se espera que este criterio dote a las columnas de la ductilidad necesaria para soportar adecuadamente la solicitante monotónica, por otro lado, no se generan zonas con cambios bruscos de rigidez que induzcan a errores dentro del análisis no lineal estático.

Tabla 3.7. Refuerzo de acero en columnas 40/40, todos los edificios.

Edificio	Nivel	Acero		Figura
		Longitudinal	Transversal	
1	1-2	4Φ22+4Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (d)
	3-4	4Φ22+4Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (d)
	5-6	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)
	7-8	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)
	9-10	8Φ16	EΦ8@15,5	3.7 (f)
2	1-2	4Φ22+4Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (d)
	3-4	4Φ22+4Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (d)
	5-6	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)
	7-8	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)
	9-10	8Φ16	EΦ8@15,5	3.7 (f)
3	1-2	4Φ25+4Φ22	EΦ12@14,5	3.7 (b)
	3-4	8Φ22	EΦ12@14,5	3.7 (c)
	5-6	4Φ22+4Φ18	EΦ12@14,5	3.7 (d)
	7-8	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)
	9-10	8Φ16	EΦ8@15,5	3.7 (f)
4	1-2	8Φ25	EΦ12@12,5	3.7 (a)
	3-4	4Φ25+4Φ22	EΦ12@12,5	3.7 (b)
	5-6	8Φ22	EΦ12@14,5	3.7 (c)
	7-8	4Φ22+4Φ18	EΦ12@14,5	3.7 (d)
	9-10	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)
5	1-2	8Φ25	EΦ12@12,5	3.7 (a)
	3-4	4Φ25+4Φ22	EΦ12@12,5	3.7 (b)
	5-6	8Φ22	EΦ12@14,5	3.7 (c)
	7-8	4Φ22+4Φ18	EΦ12@14,5	3.7 (d)
	9-10	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)
6	1-2	8Φ25	EΦ12@12,5	3.7 (a)
	3-4	4Φ25+4Φ22	EΦ12@12,5	3.7 (b)
	5-6	8Φ22	EΦ12@14,5	3.7 (c)
	7-8	4Φ22+4Φ18	EΦ12@14,5	3.7 (d)
	9-10	8Φ18	EΦ8@15,5	3.7 (e)

La tabla 3.7 entrega un resumen de las cuantías requeridas en columnas cuadradas de 40 centímetros de lado. La figura 3.7 muestra un corte esquemático para cada caso.

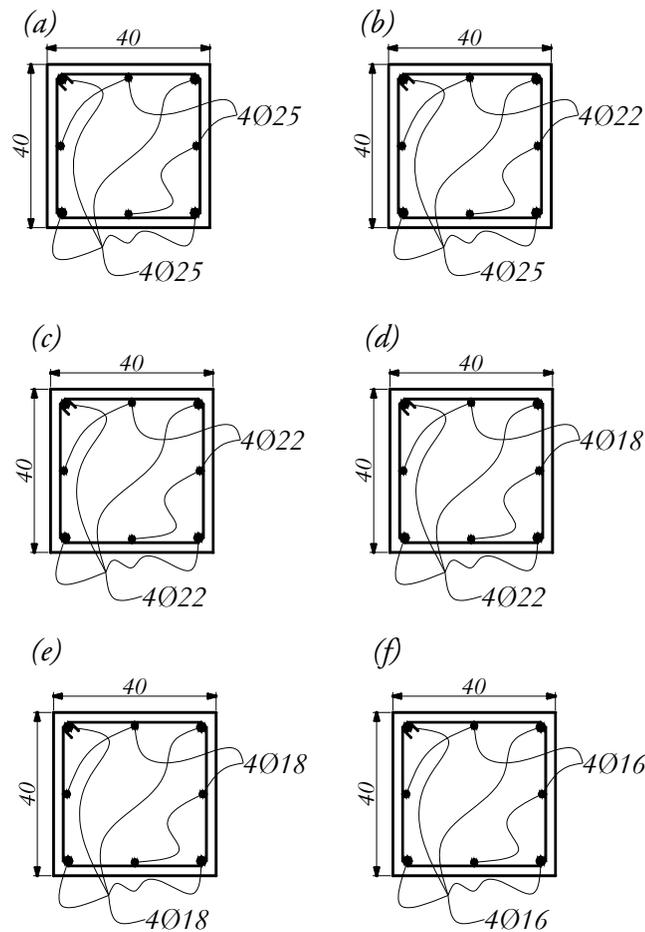


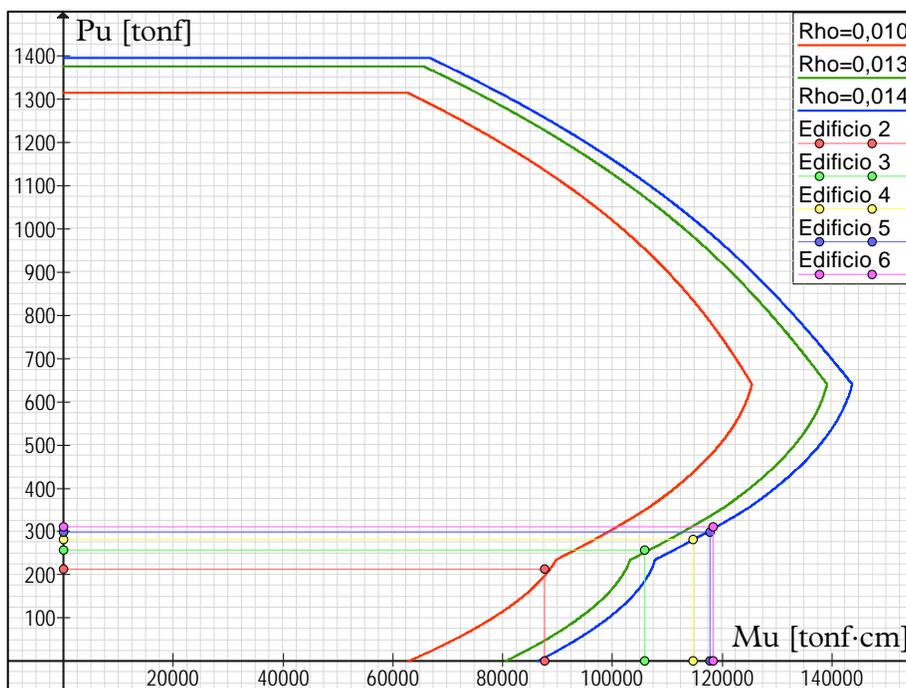
Figura 3.7
Detalle del refuerzo de acero en columnas 40/40 [cm]. Se utilizan estribos simples según tabla 3.7.

3.3.5.3 Muros

Para el diseño de los muros se utilizan diagramas de interacción M/P (gráfico 3.5). Las curvas de diseño están construidas a partir de la cuantía mínima permitida para columnas.

Los muros, en todos los casos estudiados, encuentran su máxima sollicitación a flexión en la base, lo que a su vez implica una cantidad importante de refuerzo. Éstas sollicitaciones se atenúan en altura permitiendo en teoría, la utilización de refuerzo mucho menor, este criterio provocaría zonas de cambios de rigidez que comprometerían el comportamiento global de la estructura. Por lo anterior, se diseña la cuantía necesaria para resistir los máximos esfuerzos a nivel basal, y luego se disminuye gradualmente con cada piso la cantidad de acero asignada sobre los cabezales de los muros.

Gráfico 3.5.
Diagramas de interacción M/P para muros, sección 460/20 [cm].
Se indican las máximas sollicitaciones axiales y de momentos a nivel de base para los muros en los edificios 2, 3, 4, 5 y 6.



En la tabla 3.8 se entrega un resumen de las cuantías de acero requeridas en muros, para los cinco edificios correspondientes, y según cada nivel. La figura 3.8 muestra un corte esquemático para cada caso.

Tabla 3.8. Refuerzo de acero en muros, todos los edificios.

Edificio	Nivel	Acero		De Borde	Figura
		Horizontal	Vertical		
2	1	EHΦ8@20	EVΦ8@20	6Φ28+6Φ28	3.8 (c)
	2	EHΦ8@20	EVΦ8@20	4Φ28+4Φ28	3.8 (b)
3	1	EHΦ8@20	EVΦ8@20	8Φ28+8Φ28	3.8 (d)
	2	EHΦ8@20	EVΦ8@20	6Φ28+6Φ28	3.8 (c)
	3	EHΦ8@20	EVΦ8@20	4Φ28+4Φ28	3.8 (b)
	4	EHΦ8@20	EVΦ8@20	2Φ28+2Φ28	3.8 (a)
4	1	EHΦ8@20	EVΦ8@20	10Φ28+10Φ28	3.8 (e)
	2	EHΦ8@20	EVΦ8@20	8Φ28+8Φ28	3.8 (d)
	3	EHΦ8@20	EVΦ8@20	6Φ28+6Φ28	3.8 (c)
	4	EHΦ8@20	EVΦ8@20	4Φ28+4Φ28	3.8 (b)
	5	EHΦ8@20	EVΦ8@20	2Φ28+2Φ28	3.8 (a)
	6	EHΦ8@20	EVΦ8@20	2Φ28+2Φ28	3.8 (a)
5	1	EHΦ8@20	EVΦ8@20	10Φ28+10Φ28	3.8 (e)
	2	EHΦ8@20	EVΦ8@20	10Φ28+10Φ28	3.8 (e)
	3	EHΦ8@20	EVΦ8@20	8Φ28+8Φ28	3.8 (d)
	4	EHΦ8@20	EVΦ8@20	8Φ28+8Φ28	3.8 (d)
	5	EHΦ8@20	EVΦ8@20	6Φ28+6Φ28	3.8 (c)
	6	EHΦ8@20	EVΦ8@20	6Φ28+6Φ28	3.8 (c)
	7	EHΦ8@20	EVΦ8@20	4Φ28+4Φ28	3.8 (b)
	8	EHΦ8@20	EVΦ8@20	4Φ28+4Φ28	3.8 (b)

Tabla 3.8 (continuación). Refuerzo de acero en muros, todos los edificios.

Edificio	Nivel	Acero		De Borde	Figura
		Distribuido			
		Horizontal	Vertical		
6	1	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	10 Φ 28+10 Φ 28	3.8 (e)
	2	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	10 Φ 28+10 Φ 28	3.8 (e)
	3	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	8 Φ 28+8 Φ 28	3.8 (d)
	4	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	8 Φ 28+8 Φ 28	3.8 (d)
	5	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	6 Φ 28+6 Φ 28	3.8 (c)
	6	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	6 Φ 28+6 Φ 28	3.8 (c)
	7	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	4 Φ 28+4 Φ 28	3.8 (b)
	8	EH Φ 8@28	EV Φ 8@20	4 Φ 28+4 Φ 28	3.8 (b)
	9	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	2 Φ 28+2 Φ 28	3.8 (a)
	10	EH Φ 8@20	EV Φ 8@20	2 Φ 28+2 Φ 28	3.8 (a)

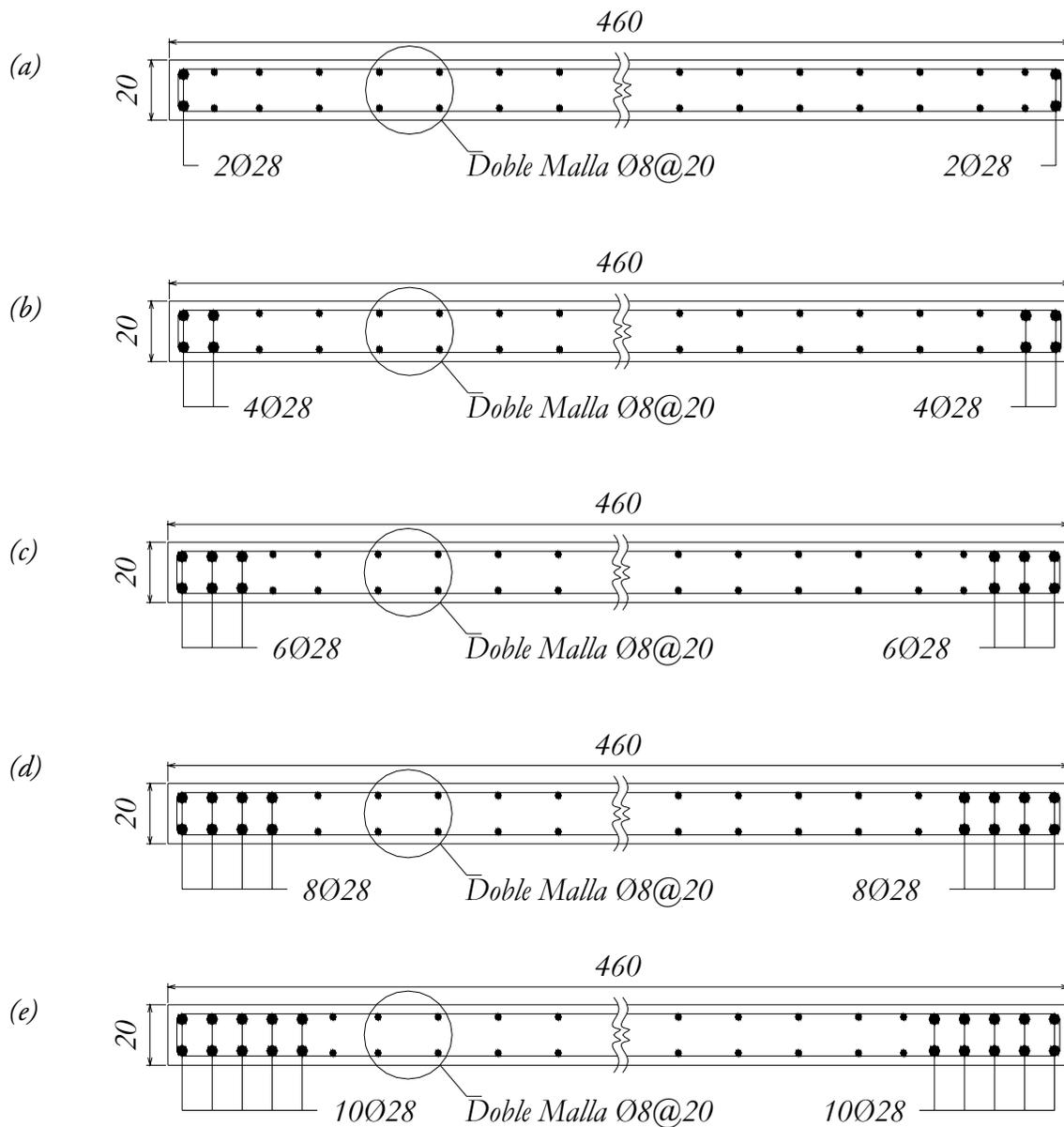


Figura 3.8
Detalles del refuerzo de acero en muros.

Capítulo IV

Modelación y análisis no lineal

4.1 Modelación de las estructuras

Se estudian seis estructuras cada una formada por nueve marcos planos de diez niveles estructurados por columnas, vigas, y muros cuya altura varía con cada modelo. La planta de todas las estructuras medida a partir de los ejes es de 18 metros de ancho (dirección X) por 36 metros de largo (dirección Y), cada edificio tiene una altura total de 36 metros y altura de entrepiso de 3,6 metros (el eje vertical perpendicular al plano XY es el eje Z). Los nueve marcos resistentes sobre el plano XZ, son paralelos entre sí y están separados a 4,5 metros. La dirección del análisis no lineal de los edificios es en sentido del eje X.

Las estructuras son modeladas y analizadas en SAP2000 *Nonlinear* 8.3.5 y se crean seis modelos a estudiar, uno para cada edificio.

Se utilizan elementos tipo *frame* para modelar: vigas, columnas y muros, con las propiedades de los materiales descritas en el título 3.2.2. A pesar que el comportamiento de los muros se logra mejor a través de elementos *shell*, éstos no se utilizan puesto que no tienen la capacidad de desarrollar un comportamiento no lineal, requisito básico para llevar a cabo el estudio.

Las losas son modeladas como nudos sobre cada nivel de piso, ubicados en el centro de masa de cada marco plano resistente. Éstos nudos concentran la masa traslacional correspondiente, calculada a partir del peso propio de las losas más un 25% de la sobrecarga de diseño. Todos los nudos de un mismo nivel de piso, son enlazados a través de diafragmas rígidos, único elemento de acople entre los nueve marcos planos resistentes. Las cargas que solicitan las losas se tributan sobre las vigas.

Los elementos resistentes verticales del primer piso se encuentran empotrados a la base, y todos los elementos se encuentran unidos entre sí a momento. Se asignan cachos rígidos definidos según la sección de los elementos concurrentes a un nudo.

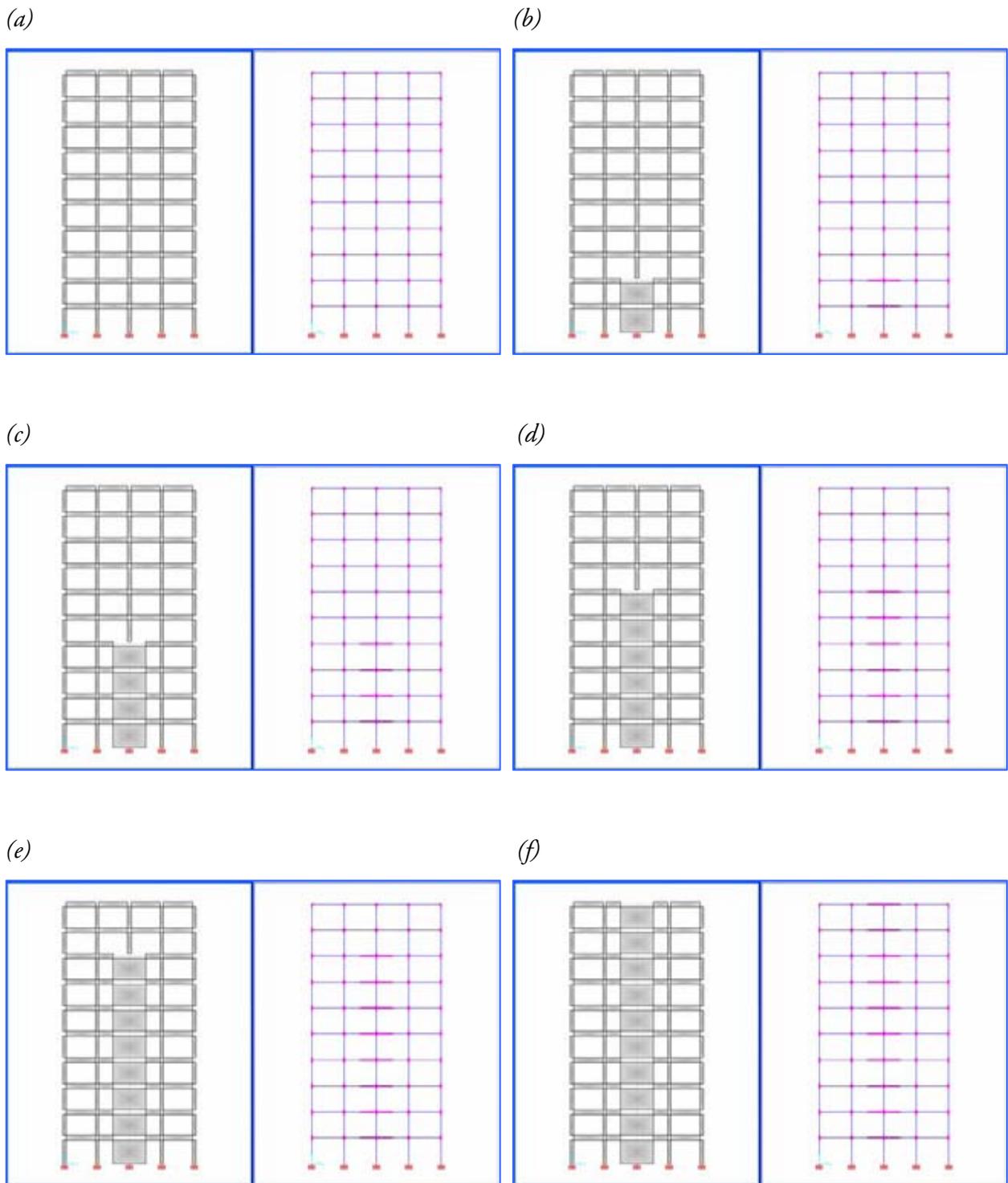


Figura 4.1

- (a) Prototipo y modelación del edificio 1, elevación del eje B.*
- (b) Prototipo y modelación del edificio 2, elevación del eje B.*
- (c) Prototipo y modelación del edificio 3, elevación del eje B.*
- (d) Prototipo y modelación del edificio 4, elevación del eje B.*
- (e) Prototipo y modelación del edificio 5, elevación del eje B.*
- (f) Prototipo y modelación del edificio 6, elevación del eje B.*

La figura 4.1 muestra el eje B de los seis modelos creados. Se aprecia en la parte izquierda de cada ventana un prototipo de las estructuras en color gris y a la derecha la modelación con elementos *frame* en color azul, se destaca en magenta los cachos rígidos asignados en las uniones.

4.2 Asignación de rótulas plásticas

4.2.1 Rótulas plásticas

En SAP2000, la fluencia y post-fluencia puede ser modelada usando rótulas discretas definidas por el usuario, además permite insertar rótulas plásticas en un número ilimitado de posiciones a lo largo de la luz de elementos *frame*. Rótulas causadas por: momento no acoplado, torsión, axial y corte están disponibles. También existe una rótula de fuerza axial y momento acoplados P-M2-M3, ver figura 4.2 (a), que se basa en la interacción de ambos esfuerzos en la ubicación donde es definida (CSI, 2002).

Cada rótula plástica es modelada como un punto discreto, todas las deformaciones plásticas, ya sea desplazamientos o rotaciones, ocurren en el punto donde fue asignada la articulación (CSI, 2002).

Las características de cada articulación plástica asignada, se define a través de curvas fuerza versus deformación generalizadas.

La figura 4.2 (b) define de manera generalizada un curva fuerza-deformación, donde además se indican tres puntos definidos por el FEMA 356 (FEMA, 2000) y corresponden al criterio de aceptación del desempeño de las estructuras. Ocupación inmediata (*Immediate Occupancy, IO*), seguridad a la vida (*Life Safety, LS*) y prevención al colapso (*Collapse Prevention, CP*).

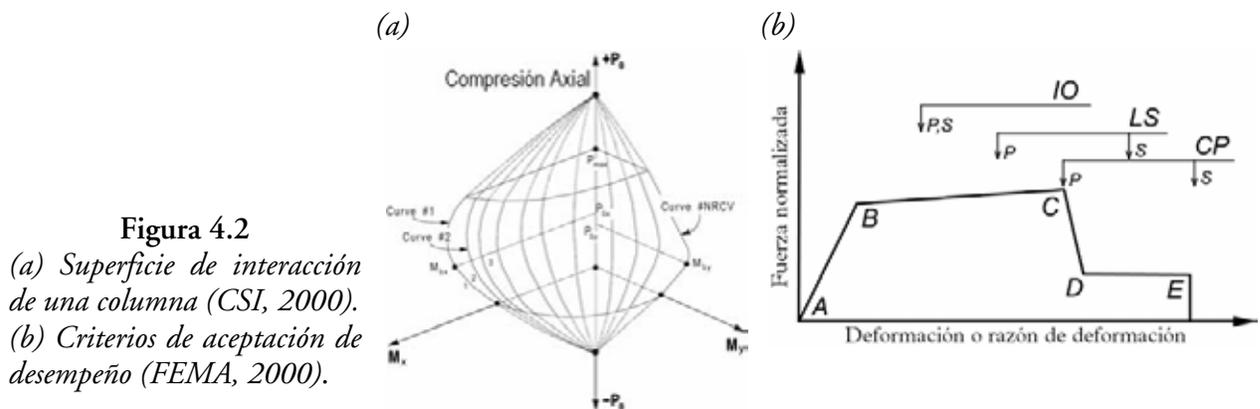


Figura 4.2

(a) Superficie de interacción de una columna (CSI, 2000).
(b) Criterios de aceptación de desempeño (FEMA, 2000).

Los parámetros de modelación pueden representar relaciones carga-deformación o relaciones carga-razón de deformación. Esta razón de deformación se define como el cociente entre el desplazamiento horizontal experimentado por un elemento y su longitud. Típicamente la flexión se asocia con la deformación y el corte con la razón de deformación (Verdi, 2004). El FEMA 356 (FEMA, 2000), a través de las tablas 6-7, a 6-10, 6-18 y 6-19 define los valores de las constantes a, b, c, d y e que permiten definir en función de las cuantías, fuerzas de diseño y detalle de armaduras las curvas que representan el comportamiento de las rótulas plásticas, ver figura 4.3.

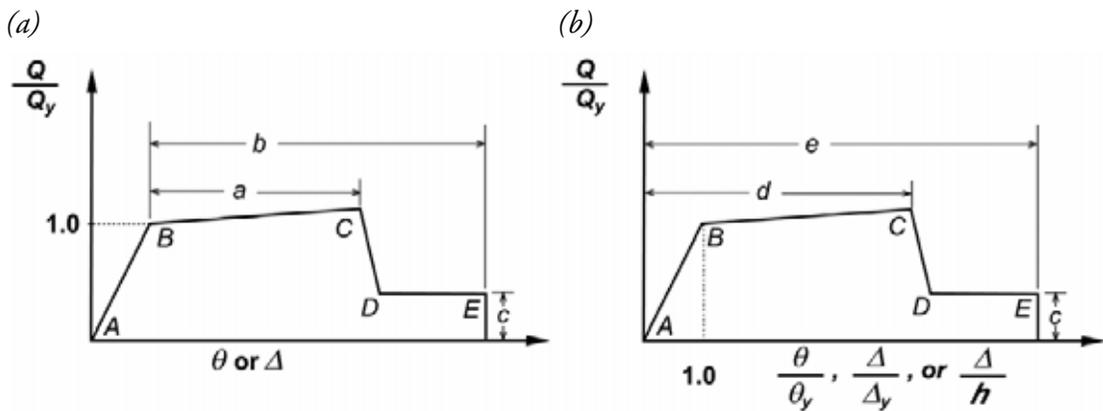


Figura 4.3

Definición de los parámetros a, b, c, d y e (FEMA, 2000).

(a) Curva definida por deformación. (b) Curva definida por razón de deformación.

Por otro lado el FEMA 356 (FEMA, 2000), agrupa los elementos resistentes según su importancia para las estructuras en *primarios* y *secundarios*. Los elementos que proveen a la estructura la capacidad para resistir el colapso bajo solicitaciones del tipo sísmicas, son clasificados como *primarios*, todos los demás son *secundarios*.

Para propósitos de la presente tesis, todos los elementos resistentes de los seis edificios estudiados clasifican como *primarios*.

4.2.2 Vigas

Se modela la sección obtenida a partir del diseño, para la cual se establecen los parámetros que definen la curva que representa la rótula asignada. Las propiedades de los materiales se extraen del título 3.2.2. El hecho que exista sólo una cuantía de acero de refuerzo se sustenta en la simetría de cargas verticales en todos los niveles, descartando la posibilidad que existan diferencias importantes en las cantidades de acero requeridas entre todas las vigas.

Se definen dos tipos de articulaciones plásticas de distinta naturaleza, la primera de tipo flexión (M3) y la segunda de tipo corte (V2), ambas son asignadas al principio y final de la luz de cada viga.

La cuantía longitudinal de refuerzo, superior e inferior, corresponde a 4 barras de 22 milímetros de diámetro ($f_e' = f_e = 4\Phi 22$). El refuerzo vertical está conformado por estribos cerrados de barras de 10 milímetros de diámetro separados cada 15 centímetros ($E\Phi 10@15,0$).

Se verifica de entre todas las vigas la mayormente solicitada, de este modo se puede asegurar que los parámetros numéricos de modelación y de aceptación del desempeño de la rótula por flexión y corte abarcan al total de vigas para todos los casos estudiados.

4.2.2.1 Flexión (M3)

Los valores de los parámetros numéricos a , b y c , y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos y calculados según la tabla 6-7, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el anexo A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia (M_y) y del momento último (M_u), los cuales son calculados según la teoría explicada en el anexo B de la presente tesis. Los momentos M_y y M_u definen la pendiente del tramo B-C de la curva de la rótula plástica por flexión.

Condiciones a verificar:

$$(1) \quad A'_s = A_s = 15,21[\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{bal}}} \leq 0,0$$

$$(2) \quad S = 15,0[\text{cm}] < \frac{d}{3} = 22,3[\text{cm}]$$

$$V_s = 29.453[\text{kgf}] > \frac{3}{4} \cdot V_u = 11.600[\text{kgf}] \quad \Rightarrow \quad \text{C}$$

(3) En libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$V_u = 34.769,8[\text{lbf}] \quad \Rightarrow \quad \frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}} = 1,853 < 3$$

(4) Verificados los pasos (1), (2) y (3) los valores de los parámetros numéricos de modelación y aceptación de la rótula son los siguientes:

$$a = 0,025; \quad b = 0,050; \quad c = 0,2;$$

$$\text{IO} = 0,010; \quad \text{LS} = 0,020; \quad \text{CP} = 0,025.$$

(5) Pendiente del tramo B-C.

- $M_y = 3.966.627[\text{kgf} \cdot \text{cm}]$;
- $M_u = 4.112.746[\text{kgf} \cdot \text{cm}]$;
- Pendiente del tramo B-C = 0,037.

4.2.2.2 Corte (V2)

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación y criterios de aceptación que definen el comportamiento no lineal por corte, se asume que las vigas actúan como elementos de acople entre muros.

Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por corte son extraídos y calculados según la tabla 6-19, ítem ii del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el anexo A.

Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte (V_y), el cual es calculado según la ecuación (C.4) del anexo C de la presente tesis.

Condiciones a verificar:

- (1) Refuerzo longitudinal convencional.

$$S = 15,0[\text{cm}] < \frac{d}{3} = 22,3[\text{cm}]$$

$$V_s = 29.453[\text{kgf}] > \frac{3}{4} \cdot V_u = 11.600[\text{kgf}] \Rightarrow \text{C}$$

- (2) En libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$V_u = 34.769,8[\text{lbf}] \Rightarrow \frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}} = 1,853 < 3$$

- (3) Evaluados los pasos (1) y (2) corresponden los siguientes valores numéricos que definen la rótula por corte:

$$d = 0,020; \quad e = 0,030; \quad c = 0,60;$$

$$IO = 0,006; \quad LS = 0,015; \quad CP = 0,020.$$

- (4) Los valores del paso (3) representan razón de deformación por lo que se requiere factorizarlos por la longitud del elemento (450 centímetros) para convertirlos en deformaciones:

$$\Delta_d = 9,0[\text{cm}]; \quad \Delta_e = 13,5[\text{cm}];$$

$$\Delta_{IO} = 2,7[\text{cm}]; \quad \Delta_{LS} = 6,75[\text{cm}]; \quad \Delta_{CP} = 9,0[\text{cm}].$$

- (5) Resistencia máxima al corte: $V_y = 46.203[\text{kgf}]$

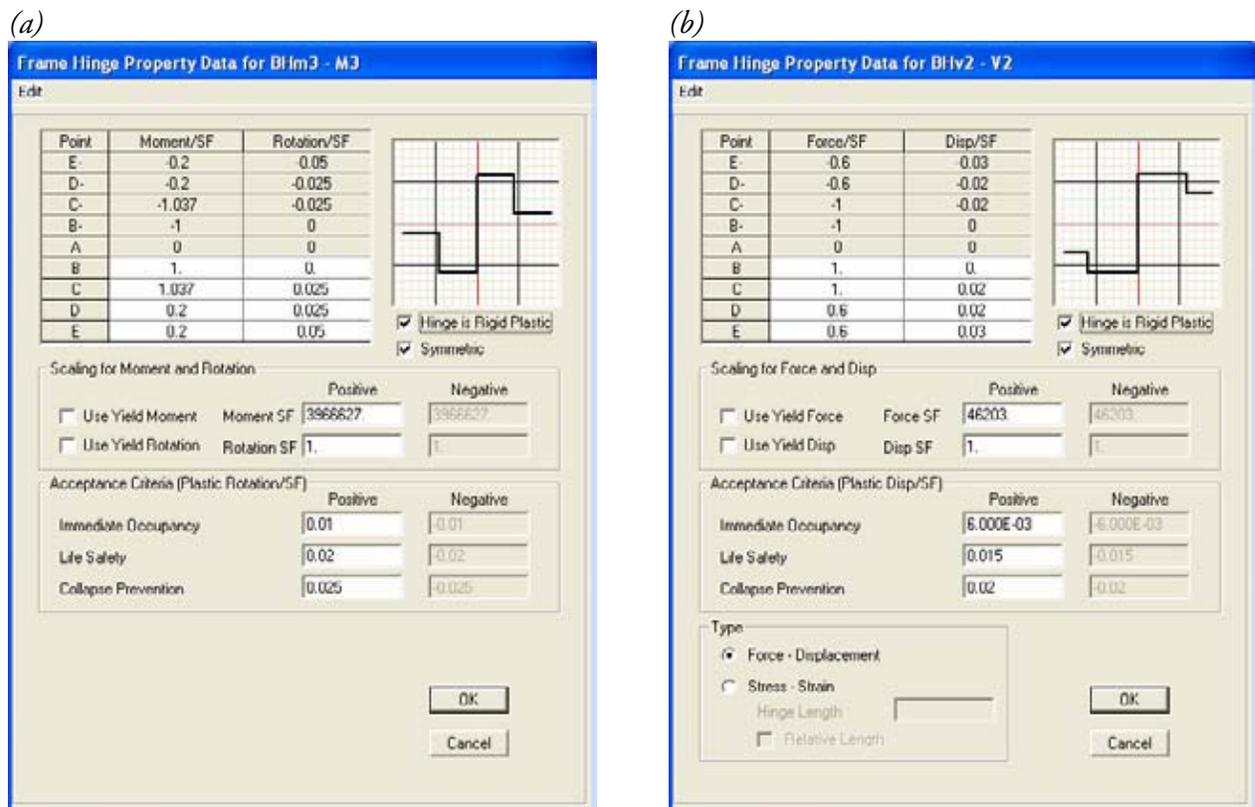


Figura 4.4

Cuadros de dialogo, SAP2000, unidades en: kgf, cm.

(a) Definición de la rótula de flexión en vigas. (b) Definición de la rótula de corte en vigas.

Nótese que el giro o desplazamiento de fluencia, según sea la naturaleza de la rótula discreta definida por el usuario, es calculado de manera automática por SAP2000. Esta automatización provoca la limitante de no poder intervenir o redefinir el tramo lineal de la curva constitutiva de las rótulas, cualquiera sea su naturaleza.

Para propósitos de la presente tesis, todas las rótulas se definen simétricas, simplificación sustentada a partir del diseño de los elementos, para cualquier otro caso está disponible la posibilidad de generar curvas no simétricas en SAP2000.

4.2.3 Columnas

Se definen dos tipos de articulaciones plásticas discretas de distinta naturaleza, la primera de tipo P-M2-M3 (interacción entre momento y fuerza axial) la segunda por corte (V2), ambas asignadas al principio y final de la luz de las columnas.

4.2.3.1 Flexión y axial (P-M2-M3)

Los valores de los parámetros numéricos de modelación a, b y c, y de aceptación del desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas P-M2-M3 son extraídos y calculados según la tabla 6-8, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el anexo A, de la presente tesis.

Del diseño de la estructura se determina que existen 7 tipos de refuerzo longitudinal asignado en función de la geometría de la sección y la cantidad de acero proporcionada.

Tabla 4.1. *Secciones de columnas consideradas en el análisis no lineal.*

Tipo	Sección [cm]	Refuerzo Long. [cm ²]
1	50/50	25,39
2	40/40	39,27
3	40/40	34,84
4	40/40	30,41
5	40/40	25,39
6	40/40	20,36
7	40/40	16,18

Se verifican las secciones 50/50 (tipo 1) y 40/40 (tipos 2 al 7) eligiendo de entre todos los edificios las mayormente solicitadas para cada caso, de este modo, se puede afirmar que las propiedades de las rótulas definidas según estos elementos abarcan todas las demás.

Sección 50/50 centímetros:

Condiciones a verificar:

- (1) En, libras-fuerza, pulgada y PSI

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0,251 > 0,1$$

- (2) $S = 15,0[\text{cm}] < \frac{d}{3} = 15,7[\text{cm}]$

$$V_s = 29.453[\text{kgf}] > \frac{3}{4} \cdot V_u = 11.600[\text{kgf}] \Rightarrow \text{C}$$

- (3) En, libras-fuerza, pulgada y PSI

$$\frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 0,494 < 3$$

- (4) Se verifica que $0,7 \cdot P_0 \geq P_u$

- (5) Según los pasos (1), (2), (3) y (4) corresponde interpolar, obteniéndose los siguientes valores:

$$\begin{array}{lll} a = 0,0175; & b = 0,0275; & c = 0,2; \\ IO = 0,004; & LS = 0,0135; & CP = 0,0175. \end{array}$$

Sección 40/40 centímetros:

Condiciones a verificar:

- (1) En, libras-fuerza, pulgada y PSI

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0,4 = 0,4$$

- (2) $S = 15,5[\text{cm}] > \frac{d}{3} = 12,3[\text{cm}] \Rightarrow \text{NC}$

- (3) En, libras-fuerza, pulgada y PSI

$$\frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 0,810 < 3$$

- (4) Se verifica que $0,7 \cdot P_0 \geq P_u$

- (5) Según los pasos (1), (2), (3) y (4) se obtiene los siguientes valores:

$$\begin{array}{lll} a = 0,003; & b = 0,01; & c = 0,2; \\ IO = 0,002; & LS = 0,002; & CP = 0,003. \end{array}$$

Adicionalmente, se definen las curvas de interacción esfuerzo axial-momento para cada tipo de sección considerada (tabla 4.1). El diagrama de interacción para la sección tipo 1 se muestra en el gráfico 4.1. Los diagramas de interacción para el resto de las secciones se muestran en el gráfico 4.2.

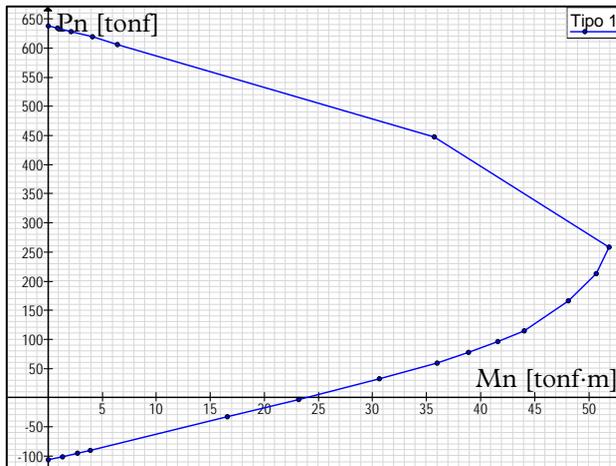


Gráfico 4.1.
Diagrama Mn/Pn, columna 50/50.

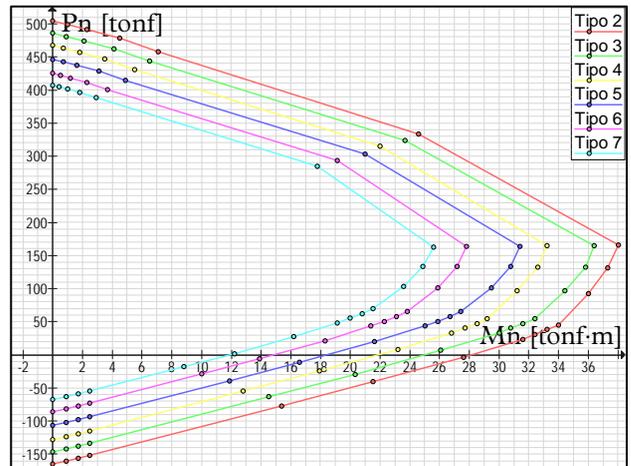
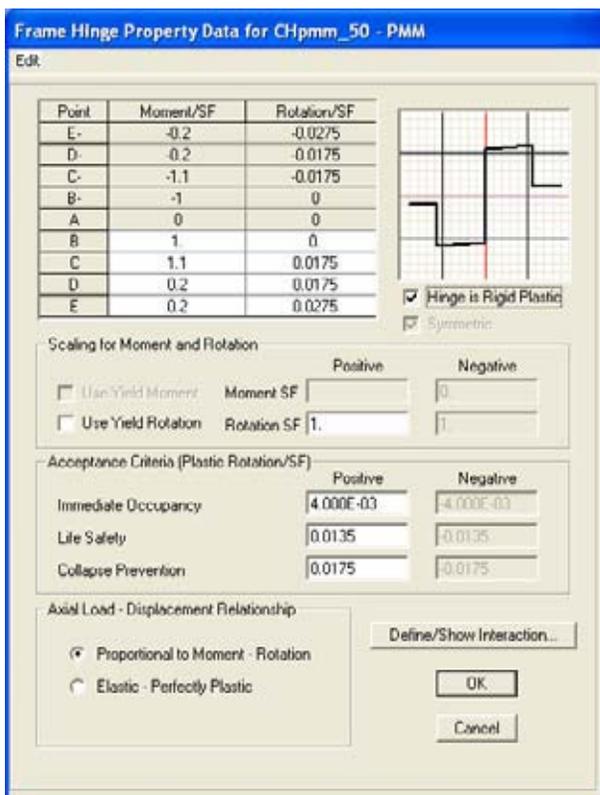


Gráfico 4.2.
Diagramas Mn/Pn, columnas 40/40.

(a)



(b)

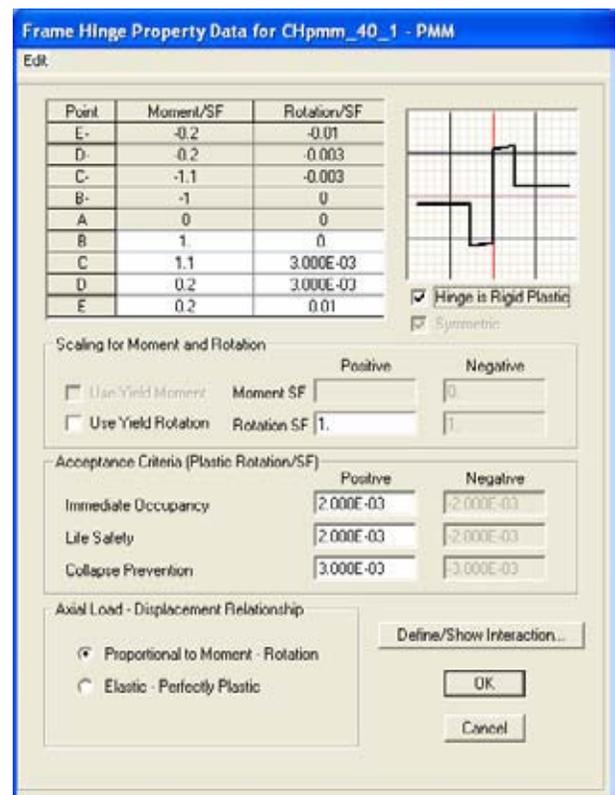


Figura 4.5

Cuadros de diálogo, SAP2000, unidades en: kgf, cm.

- (a) Definición de las propiedades de la rótula P-M2-M3 en columna 50/50.
 (b) Definición de las propiedades de la rótula P-M2-M3 en columna 40/40.

Los momentos de fluencia quedan definidos por los diagramas de interacción Mn/Pn, y el giro asociado es calculado internamente por el programa. La pendiente del tramo B-C dentro de la curva constitutiva de la rótula P-M2-M3 corresponde a un 10% de la pendiente elástica, así lo permite el FEMA 356 (FEMA, 2000).

4.2.3.2 Corte (V2)

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación que definen la rótula por corte, se asume que las columnas trabajan como elementos de acople entre muros.

Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas son extraídos y calculados según la tabla 6-19, ítem ii del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el anexo A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte (V_y), la cual es calculada según la ecuación (C.4) del anexo C de la presente tesis.

Del diseño de la estructura se determina que existen 4 configuraciones de refuerzo transversal en función del área bruta y la cantidad de acero proporcionado, tabla 4.2.

Se verifican para cada tipo de refuerzo transversal presente en las columnas las mayormente solicitadas, de este modo, las propiedades de las rótulas definidas según estos elementos abarcan todas las demás.

Tabla 4.2. Tipos de refuerzo transversal presentes en columnas.

Tipo	Sección [cm]	Refuerzo Transversal	Av [cm ²]
1	50/50	EΦ12@15,0	2,26
2	40/40	EΦ8@15,5	1,01
3	40/40	EΦ12@14,5	2,26
4	40/40	EΦ12@12,5	2,26

Tipo 1:

Condiciones a verificar:

- (1) Refuerzo longitudinal convencional.

$$S = 15,0[\text{cm}] > \frac{d}{3} = 15,7[\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad \text{NC}$$

- (2) En libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$V_u = 10.843,3[\text{lbf}] \quad \Rightarrow \quad \frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}} = 0,494 < 3$$

- (3) Evaluados los pasos (1) y (2) corresponden los siguientes valores numéricos que definen la rótula por corte:

$$d = 0,012; \quad e = 0,025; \quad c = 0,40;$$

$$IO = 0,006; \quad LS = 0,008; \quad CP = 0,010.$$

- (4) Los valores del paso (3) representan razón de deformación por lo que se requiere factorizarlos por la longitud del elemento (360 centímetros) para convertirlos en deformaciones:

$$\Delta_d = 4,32[\text{cm}]; \quad \Delta_e = 9,0[\text{cm}];$$

$$\Delta_{IO} = 2,16[\text{cm}]; \quad \Delta_{LS} = 2,88[\text{cm}]; \quad \Delta_{CP} = 3,6[\text{cm}].$$

- (5) Resistencia máxima al corte: $V_y = 49.325[\text{kgf}]$

Tipo 2:

Condiciones a verificar:

- (1) Refuerzo longitudinal convencional.

$$S = 15,5[\text{cm}] > \frac{d}{3} = 12,3[\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad \text{NC}$$

- (2) En libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$V_u = 20.403,3[\text{lbf}] \quad \Rightarrow \quad \frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}} = 1,382 < 3$$

- (3) Evaluados los pasos (1) y (2) corresponden los siguientes valores numéricos que definen la rótula por corte:

$$\begin{aligned} d &= 0,012; & e &= 0,025; & c &= 0,40; \\ \text{IO} &= 0,006; & \text{LS} &= 0,008; & \text{CP} &= 0,010. \end{aligned}$$

- (4) Los valores del paso (3) representan razón de deformación por lo que se requiere factorizarlos por la longitud del elemento (360 centímetros) para convertirlos en deformaciones:

$$\begin{aligned} \Delta_d &= 4,32[\text{cm}]; & \Delta_e &= 9,0[\text{cm}]; \\ \Delta_{\text{IO}} &= 2,16[\text{cm}]; & \Delta_{\text{LS}} &= 2,88[\text{cm}]; & \Delta_{\text{CP}} &= 3,6[\text{cm}]. \end{aligned}$$

- (5) Resistencia máxima al corte: $V_y = 32.446[\text{kgf}]$

Tipo 3:

Condiciones a verificar:

- (1) Refuerzo longitudinal convencional.

$$S = 14,5[\text{cm}] > \frac{d}{3} = 12,3[\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad \text{NC}$$

- (2) En libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$V_u = 26.073,9[\text{lbf}] \quad \Rightarrow \quad \frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}} = 1,766 < 3$$

- (3) Evaluados los pasos (1) y (2) corresponden los siguientes valores numéricos que definen la rótula por corte:

$$\begin{aligned} d &= 0,012; & e &= 0,025; & c &= 0,40; \\ \text{IO} &= 0,006; & \text{LS} &= 0,008; & \text{CP} &= 0,010. \end{aligned}$$

- (4) Los valores del paso (3) representan razón de deformación por lo que se requiere factorizarlos por la longitud del elemento (360 centímetros) para convertirlos en deformaciones:

$$\begin{aligned} \Delta_d &= 4,32[\text{cm}]; & \Delta_e &= 9,0[\text{cm}]; \\ \Delta_{\text{IO}} &= 2,16[\text{cm}]; & \Delta_{\text{LS}} &= 2,88[\text{cm}]; & \Delta_{\text{CP}} &= 3,6[\text{cm}]. \end{aligned}$$

- (5) Resistencia máxima al corte: $V_y = 50.351[\text{kgf}]$

Tipo 4:

Condiciones a verificar:

- (1) Refuerzo longitudinal convencional.

$$S = 12,5[\text{cm}] > \frac{d}{3} = 12,3[\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad \text{NC}$$

- (2) En libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$V_u = 26.603,9[\text{lbf}] \quad \Rightarrow \quad \frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}} = 1,802 < 3$$

- (3) Evaluados los pasos (1) y (2) corresponden los siguientes valores numéricos que definen la rótula por corte:

$$d = 0,012; \quad e = 0,025; \quad c = 0,40;$$

$$IO = 0,006; \quad LS = 0,008; \quad CP = 0,010.$$

- (4) Los valores del paso (3) representan razón de deformación por lo que se requiere factorizarlos por la longitud del elemento (360 centímetros) para convertirlos en deformaciones:

$$\Delta_d = 4,32[\text{cm}]; \quad \Delta_e = 9,0[\text{cm}];$$

$$\Delta_{IO} = 2,16[\text{cm}]; \quad \Delta_{LS} = 2,88[\text{cm}]; \quad \Delta_{CP} = 3,6[\text{cm}].$$

- (5) Resistencia máxima al corte: $V_y = 55.273[\text{kgf}]$

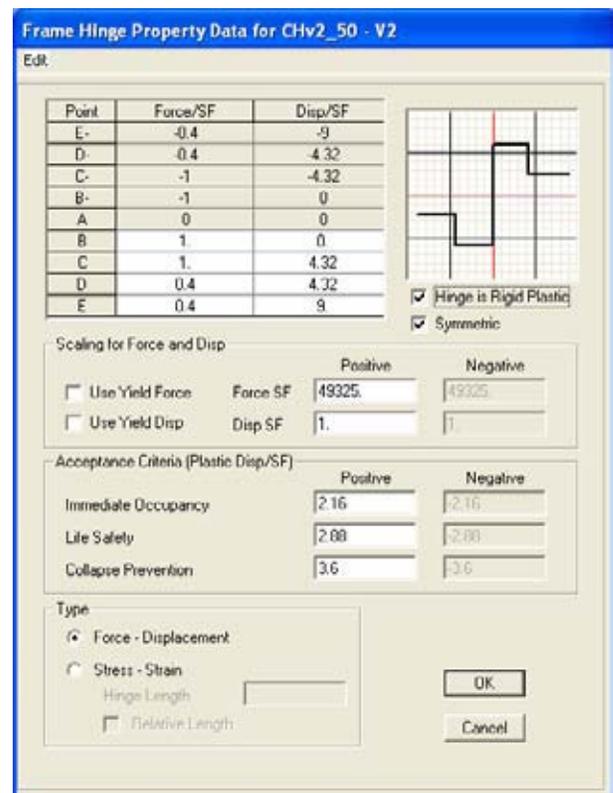


Figura 4.6
Definición de las propiedades de la rótula de corte en columnas 50/50. Cuadro de dialogo, SAP2000, unidades en: kgf, cm.

4.2.4 Muros

Se definen dos tipos de articulaciones plásticas de distinta naturaleza, la primera de tipo flexión (M3) y la segunda de naturaleza por corte (V2), ambas son asignadas al principio y final de la luz de los muros.

4.2.4.1 Flexión (M3)

Los valores de los parámetros numéricos a , b y c , y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión en muros son extraídos y calculados según la tabla 6-18, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el anexo A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia (M_y) y del momento último (M_u), los cuales son calculados según la teoría explicada en el anexo B de la presente tesis. Los momentos M_y y M_u definen la pendiente del tramo B-C de la curva constitutiva de la rótula plástica por flexión.

Del diseño de la estructura se determina que existen 5 configuraciones de refuerzo longitudinal distribuido sobre los cabezales de los muros. La tabla 4.3 agrupa dichas configuraciones en función acero proporcionado.

Tabla 4.3. *Tipos de refuerzo transversal presentes en columnas.*

Tipo	Refuerzo Long.	As [cm ²]	As' [cm ²]
1	10Φ28+10Φ28	61,58	61,58
2	8Φ28+8Φ28	49,26	49,26
3	6Φ28+6Φ28	39,95	39,95
4	4Φ28+4Φ28	24,63	24,63
5	2Φ28+2Φ28	12,32	12,32

Se verifican para cada tipo de refuerzo presente las mayormente solicitadas, de este modo, las propiedades de las rótulas definidas abarcan todas las demás.

Tipo 1:

Condiciones a verificar:

- (1) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{(A_s - A_s') \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f_c'} = 0,16 \approx 0,1$$

- (2) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f_c'}} = 6,455 \geq 6$$

- (3) Bordes confinados.

- (4) Según los puntos (1), (2) y (3) se obtienen los siguientes valores:

$$a = 0,010; \quad b = 0,015; \quad c = 0,40;$$

$$IO = 0,004; \quad LS = 0,008; \quad CP = 0,010.$$

- (5) Pendiente del tramo B-C.

$$M_y = 84.941.410[\text{kgf} \cdot \text{cm}]; \quad M_u = 88.399.438[\text{kgf} \cdot \text{cm}];$$

$$\text{Pendiente del tramo B-C} = 0,041.$$

Tipo 2:

Condiciones a verificar:

- (1) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{(A_s - A_s') \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f_c'} = 0,14 \approx 0,1$$

- (2) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f_c'}} = 5,938 \approx 6$$

- (3) Bordes confinados.

- (4) Según los puntos (1), (2) y (3) se obtienen los siguientes valores:

$$a = 0,010; \quad b = 0,015; \quad c = 0,40;$$

$$IO = 0,004; \quad LS = 0,008; \quad CP = 0,010.$$

- (5) Pendiente del tramo B-C.

$$M_y = 68.874.341[\text{kgf} \cdot \text{cm}]; \quad M_u = 73.465.886[\text{kgf} \cdot \text{cm}];$$

$$\text{Pendiente del tramo B-C} = 0,067.$$

Tipo 3:

Condiciones a verificar:

- (1) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{(A_s - A_s') \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f_c'} = 0,1 \leq 0,1$$

- (2) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f_c'}} = 5,512 \approx 6$$

- (3) Bordes confinados.

- (4) Según los puntos (1), (2) y (3) se obtienen los siguientes valores:

$$a = 0,010; \quad b = 0,015; \quad c = 0,40;$$

$$IO = 0,004; \quad LS = 0,008; \quad CP = 0,010.$$

- (5) Pendiente del tramo B-C.

$$M_y = 56.543.900[\text{kgf} \cdot \text{cm}]; \quad M_u = 61.966.956[\text{kgf} \cdot \text{cm}];$$

$$\text{Pendiente del tramo B-C} = 0,096.$$

Tipo 4:

Condiciones a verificar:

- (1) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{(A_s - A_s') \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f_c'} = 0,094 \leq 0,1$$

- (2) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = 5,4 \approx 6$$

- (3) Bordes confinados.

- (4) Según los puntos (1), (2) y (3) se obtienen los siguientes valores:

$$a = 0,010; \quad b = 0,015; \quad c = 0,40;$$

$$IO = 0,004; \quad LS = 0,008; \quad CP = 0,010.$$

- (5) Pendiente del tramo B-C.

$$M_y = 35.778.856[\text{kgf} \cdot \text{cm}]; \quad M_u = 42.365.588[\text{kgf} \cdot \text{cm}];$$

$$\text{Pendiente del tramo B-C} = 0,184.$$

Tipo 5:

Condiciones a verificar:

- (1) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'_c} = 0,081 \leq 0,1$$

- (2) En, libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = 2,3 \leq 3$$

- (3) Bordes confinados.

- (4) Según los puntos (1), (2) y (3) se obtienen los siguientes valores:

$$a = 0,015; \quad b = 0,020; \quad c = 0,75;$$

$$IO = 0,005; \quad LS = 0,010; \quad CP = 0,015.$$

- (5) Pendiente del tramo B-C.

$$M_y = 18.465.433[\text{kgf} \cdot \text{cm}]; \quad M_u = 25.331.516[\text{kgf} \cdot \text{cm}];$$

$$\text{Pendiente del tramo B-C} = 0,372.$$

4.2.4.2 Corte (V2)

Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de aceptación IO , CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por corte en muros son extraídos y calculados según la tabla 6-19, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el anexo A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte (V_y), la cual es calculada según la ecuación (C.4) del anexo C de la presente tesis.

(1) Para muros de corte y segmentos de muro cuyo comportamiento inelástico es gobernado por corte, la fuerza axial sobre el miembro debe cumplir la ecuación (4.1), de otro modo, el miembro será tratado como un componente controlado por fuerza

$$P_u \leq 0,15 \cdot A_g \cdot f_c' \quad (4.1)$$

(2) Se verifica que para todos los muros se cumple con la ecuación (4.1), por lo tanto los parámetros de modelación son los siguientes:

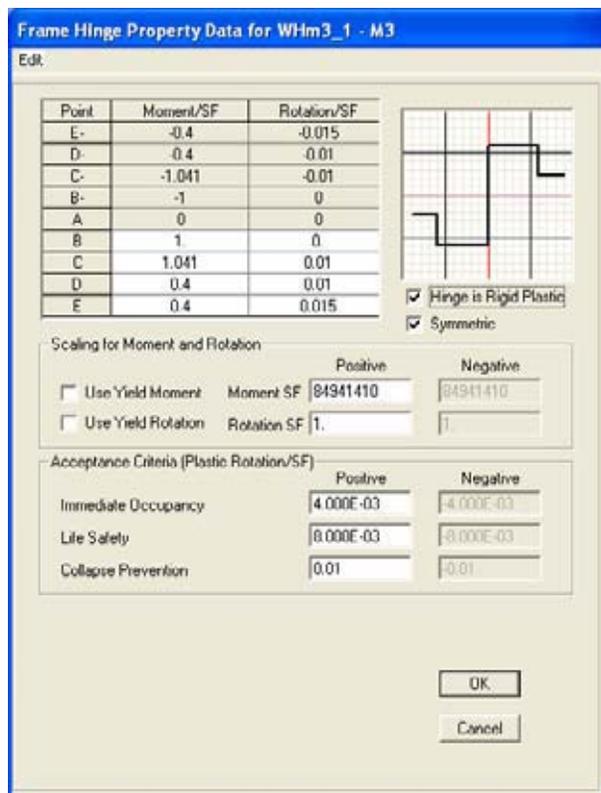
$$\begin{aligned} d &= 0,0075; & e &= 0,02; & c &= 0,4; \\ IO &= 0,004; & LS &= 0,006; & CP &= 0,0075. \end{aligned}$$

(3) Estos valores deben ser transformados a deformación, factorizándolos por la longitud del elemento, es decir 360 centímetros:

$$\begin{aligned} \Delta_d &= 2,7[\text{cm}]; & \Delta_e &= 7,2[\text{cm}]; \\ \Delta_{IO} &= 1,44[\text{cm}]; & \Delta_{LS} &= 2,16[\text{cm}]; & \Delta_{CP} &= 2,7[\text{cm}]. \end{aligned}$$

(4) Los valores de la resistencia máxima al corte de los muros están definidos por la cantidad de acero de refuerzo. Debido a que todos los muros están reforzados con igual cuantía, existe un único valor: $V_y=178.026$ [kgf].

(a)



(b)

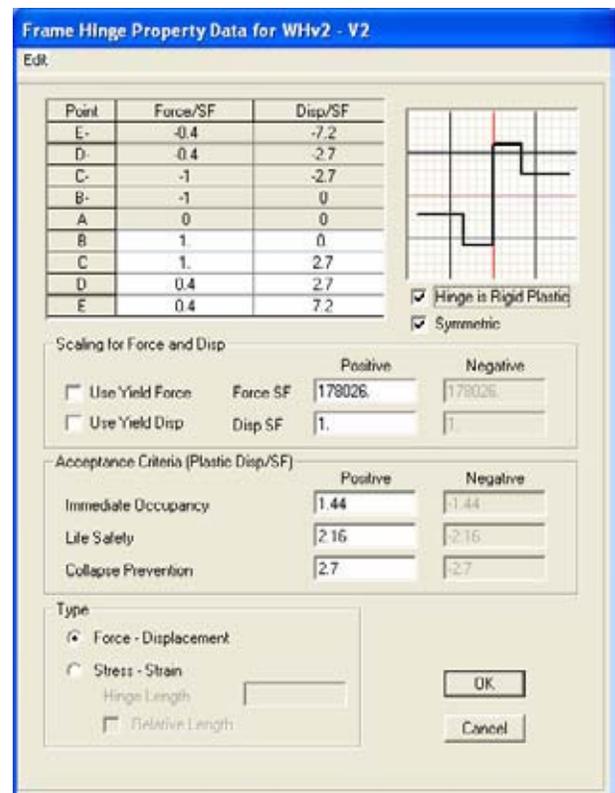


Figura 4.7

Cuadros de dialogo, SAP2000, unidades: kgf, cm.

(a) Definición de las propiedades de la rótula de flexión en muros.

(b) Definición de las propiedades de la rótula de corte en muros.

4.3 Estado de Carga Estático No lineal

4.3.1 General

El análisis estático no lineal puede ser utilizado para una amplia variedad de propósitos, tales como analizar una estructura a partir de un material o geometría no lineal, para estudiar una construcción según sus etapas, o para realizar un análisis para cargas incrementales *pushover* (CSI, 2002).

SAP2000 permite aplicar tres tipos de solicitaciones monotónicas; a partir de un estado de carga estático (previamente definido), un patrón modal (dependiente del análisis dinámico de la estructura estudiada) o un patrón de aceleraciones (CSI, 2002).

4.3.2 Cargas gravitacionales

A modo de obtener una valoración mas realista del desempeño de las estructuras bajo cargas monotónicamente crecientes, se considera el efecto de las cargas gravitacionales. De este modo el FEMA 356 (FEMA, 2000) permite la utilización de la ecuación (4.2) cuando los efectos de la gravedad y las solicitaciones sísmicas sean conjugados.

$$Q_G = 1,1 \cdot (Q_D + Q_L + Q_S) \quad (4.2)$$

Donde:

Q_D : carga muerta.

Q_L : carga viva efectiva, igual al 25% de las cargas vivas de diseño no reducida.

Q_S : carga de nieve efectiva. Corresponde $Q_S = 0$ para todos los casos.

Así entonces la combinación previamente descrita se utiliza para definir un estado de carga estático no lineal de la cual sólo interesa su etapa final. El estado estructural provocado por la combinación de cargas gravitacionales descrita por la ecuación (4.2) sirve como condición inicial del estado de carga estático no lineal monotónicamente creciente que se define en los siguientes puntos.

Para propósitos de la presente tesis el estado de carga no lineal estático para cargas gravitacionales se define como *GRAV*.

4.3.3 Patrón de cargas aplicado

El patrón de cargas aplicado sobre los edificios es del tipo triangular, es decir, cargas puntuales que solicitan los nodos del centro de masa de cada nivel del eje E, ver figura 4.8. La elección de este patrón se sustenta sobre la base que las estructuras de periodos cortos (periodos cercanos a un segundo) tienden a deformarse ante sollicitaciones dinámicas bajo el modo fundamental, de este modo un patrón de cargas triangular es una aproximación de éste.

Previo a la definición del estado monotónico se define un estado de carga estático lineal distinto del gravitacional, donde se aplica sobre cada nodo del centro de masa de cada edificio una carga puntual sobre cada nivel, cuya relación queda definida por un patrón triangular.

Para propósitos de la presente tesis este estado de carga estático lineal se define como *TRIANG*.

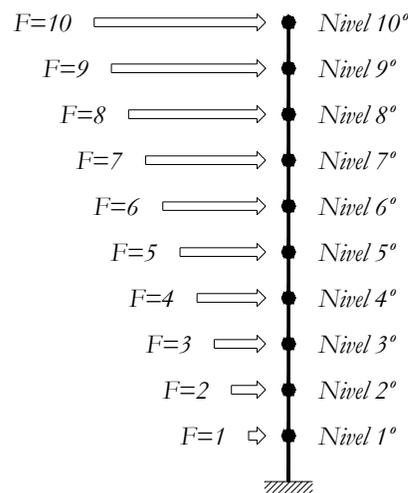


Figura 4.8
Patrón de cargas triangular aplicado sobre las estructuras. Figura esquemática.

4.3.4 Definición del estado de carga no lineal estático

Se define un estado de carga estático no lineal denominado *PUSHOVER*, según el patrón de cargas anteriormente definido. Este estado utiliza como condición tensional inicial la etapa final de estado de carga estático no lineal producto de las cargas gravitacionales, ver figura 4.9. La dirección de análisis es en sentido del eje global X, y queda determinada por el estado de carga *TRIANG*.

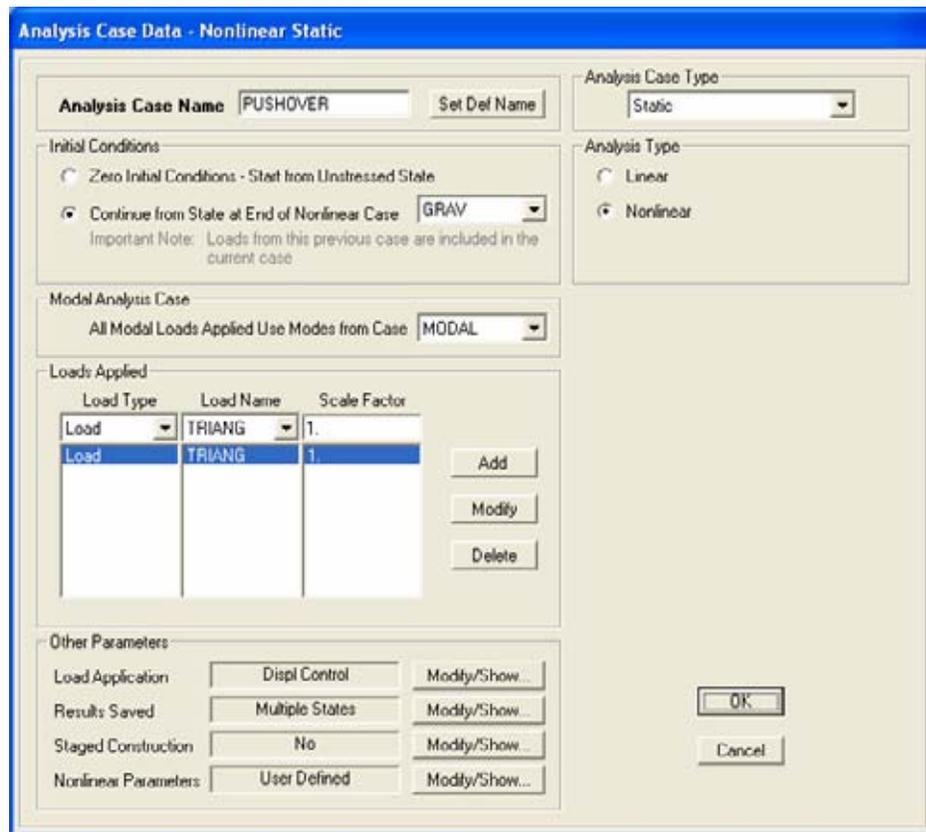


Figura 4.9
Cuadro de dialogo de SAP2000.
Definición del estado de carga no lineal estático monotónicamente creciente.

La aplicación de la carga monotónicamente creciente se define como controlada por desplazamiento. El nodo de referencia corresponde al último nivel de todas las estructuras estudiadas, hasta alcanzar un desplazamiento total de 50 centímetros (valor promedio que se ajusta según el edificio estudiado y su desempeño observado), ver figura 4.10.

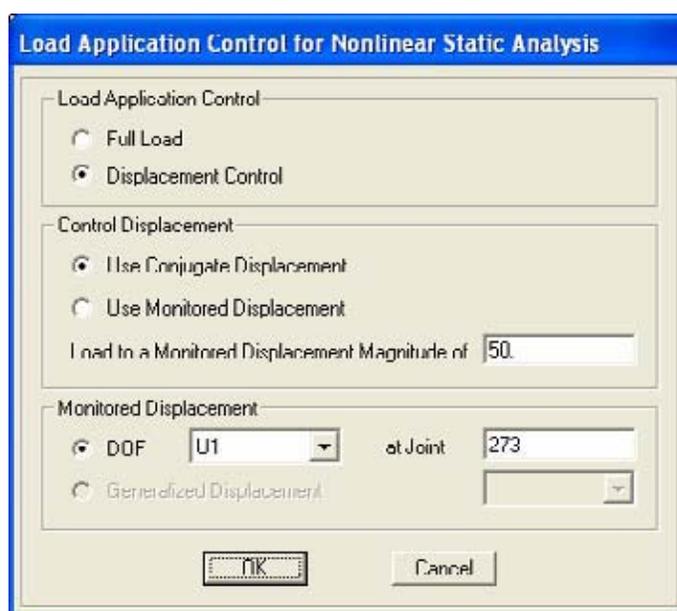


Figura 4.10
Cuadro de dialogo de SAP2000, definición de la aplicación de la carga y del nodo de control.

Para lograr un estudio acabado del comportamiento de los edificios, se definen múltiples etapas a salvar durante el proceso del análisis pushover, esto permite analizar proceso completo en cada una de sus fases, ver figura 4.11.

En promedio se define un mínimo de 40 pasos a guardar y un máximo de 45.

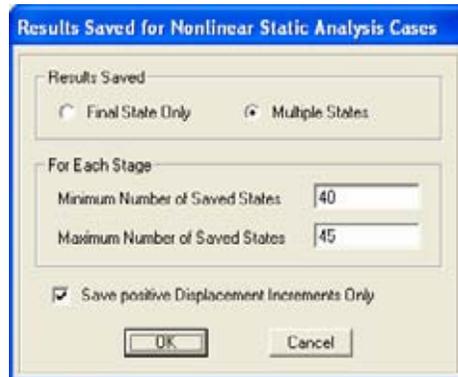


Figura 4.11

Cuadro de dialogo de SAP2000, definición del mínimo y máximo de etapas guardadas.

La convergencia del análisis depende de una serie de factores numéricos que son definidos según la experiencia adquirida por el autor de la presente tesis durante el proceso de aprendizaje, ya que la información disponible respecto de estos coeficientes es muy básica, ver figura 4.12.

Los valores observados en la figura 4.12 representan un promedio, ya que en realidad a cada caso le corresponden sus propios coeficientes, según el desplazamiento que se espera alcanzar, y de irregularidades dentro de la estructuración que pudiesen generar inestabilidades numéricas. No se consideran efectos de segundo orden.

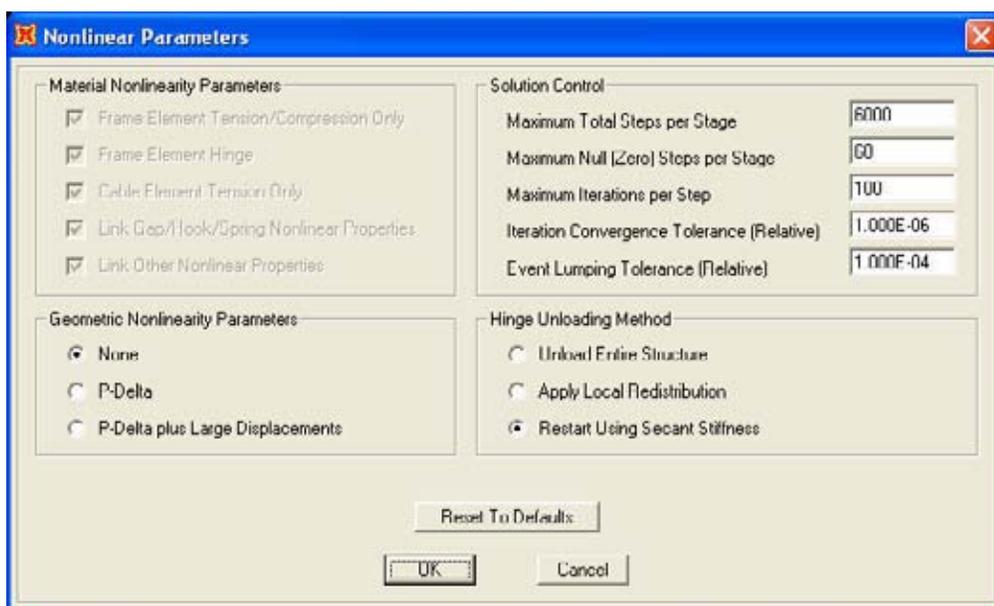


Figura 4.12

Cuadro de dialogo de SAP2000, definición de parámetros de convergencia del análisis pushover.

Cuando una rótula plástica discreta pierde capacidad de resistencia, el programa debe encontrar la manera de trasladar la carga que la rótula resistía y de ser posible redistribuirla al resto de la estructura. La descarga de la rótula ocurre cuando la curva tensión-deformación (fuerza-deformación o momento-giro) muestra una caída en la capacidad, tal como en el tramo C-D, o E-F (ruptura total).

Tal descarga a lo largo de una pendiente negativa puede ser inestable en un análisis estático, y una única solución no siempre está matemáticamente garantizada.

Como método de descarga de las rótulas se utiliza *restart using secant stiffness* (reinicio usando rigidez secante), pues es el de mayor estabilidad, a pesar que es el menos eficiente. Cuando una rótula alcanza la zona de pendiente negativa dentro de su curva tensión-deformación (descarga), todas las rótulas redefinen su no linealidad a partir de una rigidez secante, reiniciando el análisis. La rigidez secante para cada rótula se define como la secante desde el punto descargado de la curva tensión-deformación hasta el punto desde el cual se invocó el método descrito.

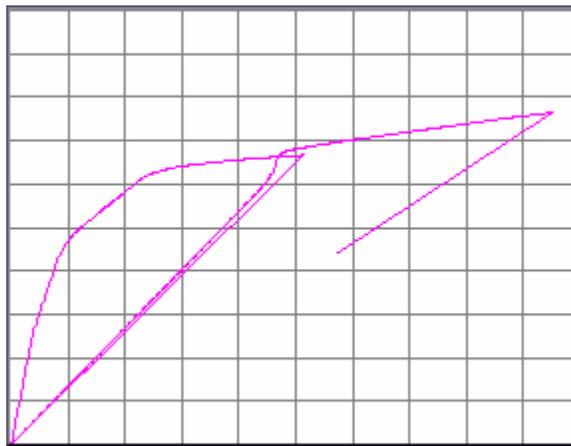


Figura 4.13

Curva de capacidad de una estructura cualquiera (corte basal versus deformación del último piso). Aquí se aprecia la forma como opera el método de descarga "restart using secant stiffness".

Capítulo V

Presentación y evaluación de resultados

5.1 Introducción

El presente capítulo muestra y evalúa los resultados obtenidos del análisis no lineal estático realizado para los seis edificios estudiados.

La presentación y evaluación de resultados se hace a partir del desempeño global de las estructuras, para ello se analizan las curvas de capacidad, los desplazamientos y cortes máximos desarrollados por los edificios, la ductilidad, corte y deformación de entrepiso alcanzado para las etapas más relevantes dentro del análisis no lineal.

También se hace referencia al comportamiento no lineal de los edificios hasta alcanzar igual nivel de corte basal que el desarrollado para el análisis modal espectral de la NCh433.Of96, según la teoría elástica.

5.2 Desempeño global

5.2.1 Curvas de capacidad

Al someter una estructura a una fuerza cuya intensificación es controlada y gradualmente creciente, ésta se deflecta de tal modo que a partir de cierto nivel de fuerza comienza a producir fallas locales producto de plastificaciones. Las curvas de capacidad grafican dicha deformación lateral medida en el último nivel versus el corte basal acumulado de la estructura.

La forma de la curva está definida por la naturaleza de la fuerza incremental, además de la capacidad resistente de los componentes individuales, afecta también la configuración estructural, ya que de ella depende la adecuada distribución de esfuerzos y la posibilidad de la estructura para redistribuirlos y de esta manera agotar la capacidad de todos los elementos resistentes de ser posible.

5.2.1.1 Curva de capacidad del edificio 1

La primera fluencia la alcanzan las columnas 50/50 del eje 3 del primer piso entre los ejes B y H para un desplazamiento del último piso de 0,21 centímetros. A pesar de ser una deformación muy pequeña como para inducir una plastificación, este fenómeno se explica en parte porque la rótula allí asignada está definida por giro. Por otro lado la incapacidad de redefinir el tramo lineal dentro de las curvas constitutivas de las rótulas, produce una subestimación del giro o desplazamiento necesario para la primera fluencia.

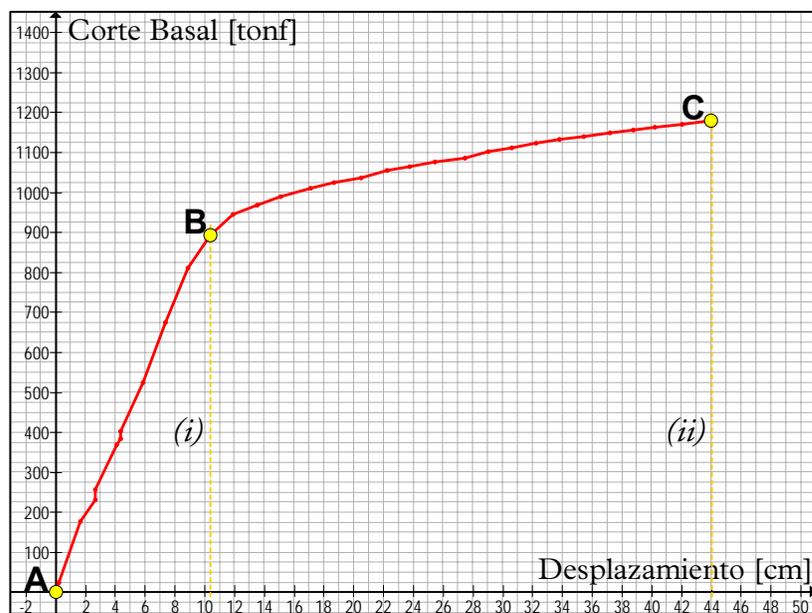


Gráfico 5.1.
Curva de capacidad del edificio 1.

En la curva de capacidad del edificio 1 (gráfico 5.1) se aprecian dos tramos claramente definidos. El primer tramo desde el punto descargado (punto A, en el gráfico 5.1) hasta alcanzar una deformación de 10,35 centímetros y un corte basal de 892 toneladas-fuerza (punto B, en el gráfico 5.1) muestra un comportamiento casi lineal y está marcado por la primera fluencia de las columnas 40/40 de los ejes 2 y 4 hasta el 8° y 9° nivel respectivamente además de las columnas 50/50 del eje 3 hasta el 8° nivel y las del eje 5 hasta el 7°. Dentro de este mismo tramo se producen además la primera fluencia de las columnas 50/50 del 1° piso del eje 1, y de algunas vigas principalmente dentro de los primeros niveles, ver figura 5.1.

El punto B dentro de la curva de capacidad del edificio 1, marca además un cambio de pendiente y el inicio del tramo (ii). Se observa además, que en este paso han fallado completamente las columnas 40/40 del primer nivel del eje 4, sólo trabajan con la resistencia residual dentro de la curva de la rótula definida. También se aprecian fallas de este tipo en las columnas 40/40 del eje 2, del primer nivel.

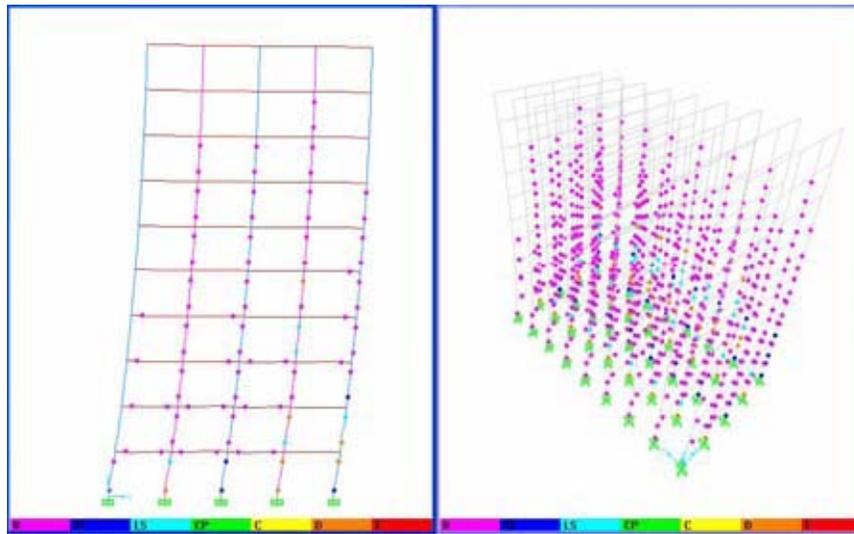


Figura 5.1.
Edificio 1, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (ii) está marcado por la plastificación gradual sobre las vigas desde el primer hasta el séptimo nivel. La regularidad de este tramo está además sustentada sobre el excelente comportamiento de las columnas 40/40 del eje 2 y 4 que gradualmente comienzan a plastificarse desde los niveles inferiores hasta el noveno. Las columnas 50/50 del eje 3 y 5 son las que más rótulas plásticas desarrollan.

La máxima capacidad del edificio 1 es alcanzada para un desplazamiento de techo de 43,9 centímetros y un corte basal acumulado de 1.179 toneladas-fuerza (punto C, dentro de la curva de capacidad). Alcanzado el máximo desempeño la estructura muestra 2 columnas que han agotado toda su capacidad, en los ejes 4 y 5 en el primer y segundo nivel para columnas 40/40 y 50/50 respectivamente, figura 5.2.

Luego del punto C, la estructura presenta una caída brusca en su capacidad para aceptar corte basal, esta discontinuidad no es estudiada, pero está principalmente influenciada por la falla completa de las vigas de los niveles segundo y tercero.

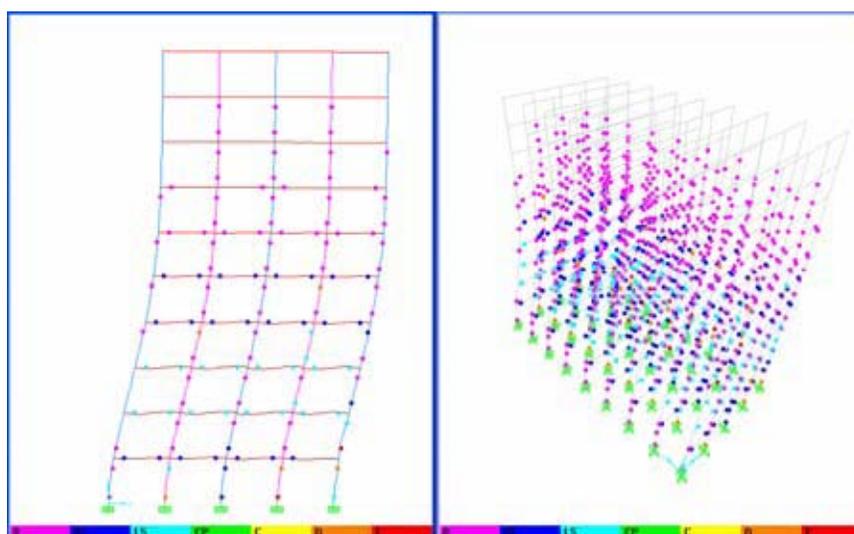


Figura 5.2.
Edificio 1, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

5.2.1.2 Curva de capacidad del edificio 2

La curva de capacidad del edificio 2 muestra un comportamiento regular, similar al edificio 1. La curva es estudiada en dos tramos según muestra el gráfico 5.2. Se observa una pequeña discontinuidad dentro del tramo (ii) cerca de los 30 centímetros de deformación.

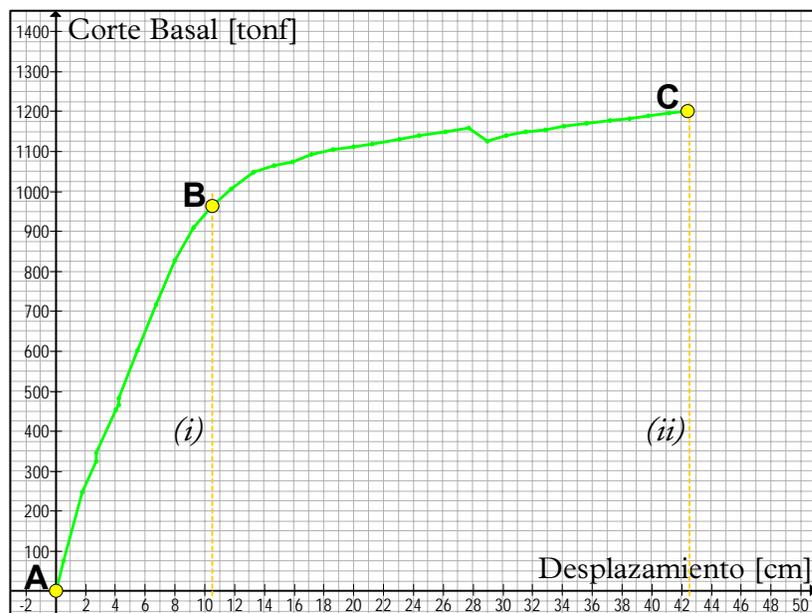


Gráfico 5.2.
Curva de capacidad del edificio 2.

La primera fluencia en la estructura se desarrolla para un desplazamiento del centro de masa del último piso de 0,53 centímetros y un corte basal acumulado de 248 toneladas-fuerza.

Para las columnas 50/50 de los ejes A e I ubicadas a lo largo de los ejes 3 y 5, se observa fluencia sólo en el tercer nivel, mientras que para la de los ejes C al G fluyen desde el primer al tercer nivel, para aquellas emplazadas a lo largo del eje 5 y del primer al cuarto piso incluidas en el eje 3, figura 5.4 ventana derecha. Para los ejes B y H, es decir los ejes donde existe muro hasta al segundo nivel, las columnas 50/50 del eje 3 se plastifican desde el tercer hasta el cuarto piso, el muro no manifiesta fluencia, ver figura 5.3 ventana izquierda.

Las columnas 40/40 del eje A e I no han desarrollado plastificaciones. En las columnas 40/40 de los ejes C al G ubicadas a lo largo del eje 4, se aprecia sólo una fluencia en el quinto piso, figura 5.4 ventana derecha. Para los ejes B y H sólo las columnas del tercer piso del eje 2 alcanzan la fluencia, ventana izquierda de la figura 5.3.

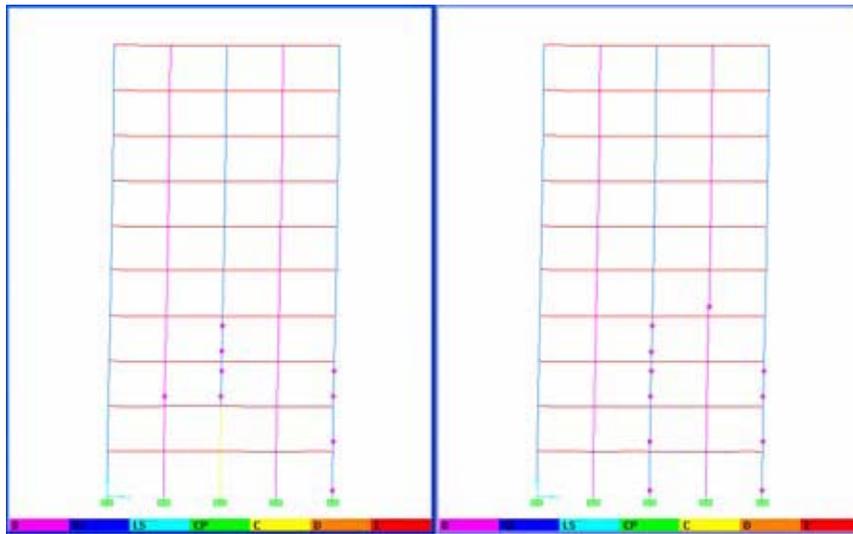


Figura 5.3.
Edificio 2, primera fluencia. Ejes B y H, ventana izq. Ejes C al G, vent. der. SAP2000.

El tramo (i) que va desde el punto descargado dentro de la curva de capacidad, punto A, hasta el punto B donde se alcanza un desplazamiento del último piso de 10,5 centímetros y un corte basal de 962 toneladas-fuerza está fuertemente marcado por una temprana fluencia en las columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5 para los niveles primero al séptimo, en un comienzo no se observa fluencia en vigas o sobre las columnas del eje 1. Luego comienza la fluencia del muro y paulatinamente en vigas de los tres primeros pisos. Finalmente el punto B dentro de la curva de capacidad se alcanza para un nivel de daño que afecta principalmente a las columnas de los ejes 2, 3, 4 y desde el primer hasta el noveno piso, se observa daño completo para las columnas 40/40 del eje 4 emplazadas en los ejes B y H para los dos primeros pisos. También para esta etapa se ha alcanzado la fluencia sobre las vigas de los pisos primero al quinto y prácticamente no hay daño en las columnas 50/50 del eje 1. La figura 5.4 enseña el nivel de daño desarrollado hasta el punto B en los ejes B y H (ventana izquierda) y en los ejes C al G (ventana derecha).

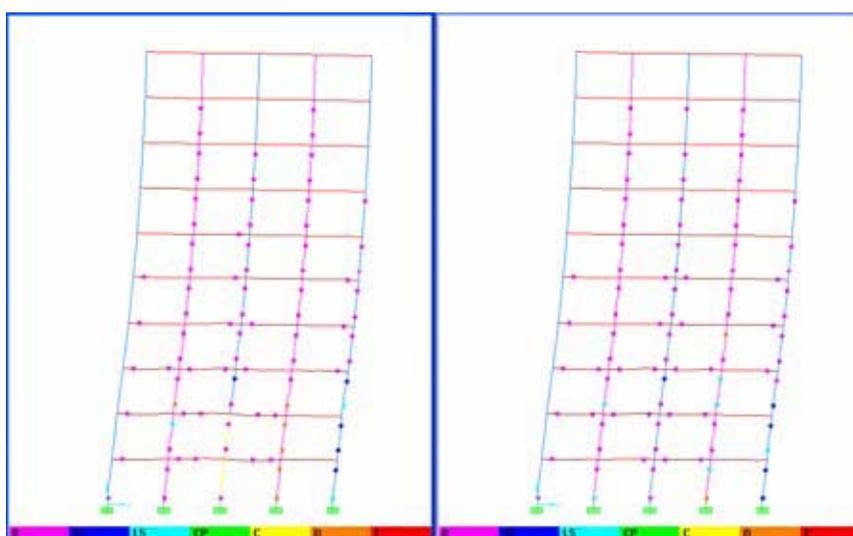


Figura 5.4.
Edificio 2, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. Ejes B y H ventana izquierda y ejes C al G ventana derecha. SAP2000.

El tramo (ii) va desde el punto B al C, donde se alcanza un desplazamiento máximo del último piso de 42,4 centímetros y un corte basal máximo de 1.201 toneladas-fuerza.

Para un desplazamiento medido en el último nivel entre los 27 y 30 centímetros se produce una discontinuidad en la curva de capacidad producto de la falla completa de las vigas de acople entre el muro y las columnas 40/40 de los ejes 2 y 4, en el segundo nivel.

Bajo líneas generales el tramo (ii) está dominado por el comportamiento inelástico de las vigas del primer hasta el séptimo piso, que son capaces de absorber los esfuerzos que las columnas les entregan, desarrollando rótulas plásticas. Por otro lado las columnas de los ejes 2, 3 y 4 muestran un excelente comportamiento ya que para todo este tramo aún mantienen gran parte de su capacidad resistente, sólo fallan por completo aquellas cercanas a la base. Las columnas 50/50 del eje 1 fluyen parcialmente, no alcanzan a desarrollar toda su capacidad y muestran rótulas plásticas sólo a nivel de base o al tope de su altura.

El muro muestra rotulas muy cercanas a la fluencia sin alcanzar el punto de máximo desempeño individual representado por el punto C dentro de la curva constitutiva de las rótulas asignadas.

Posterior al punto C dentro de la curva de capacidad del edificio 2, se manifiesta una repentina caída en la tolerancia a la solicitante monotónica.

La figura 5.5 muestra en la ventana izquierda el estado de articulaciones plásticas para el punto C dentro de la curva de capacidad, correspondiente a los ejes B y H, mientras que la ventana derecha enseña el estado de plastificaciones para los ejes C al G.

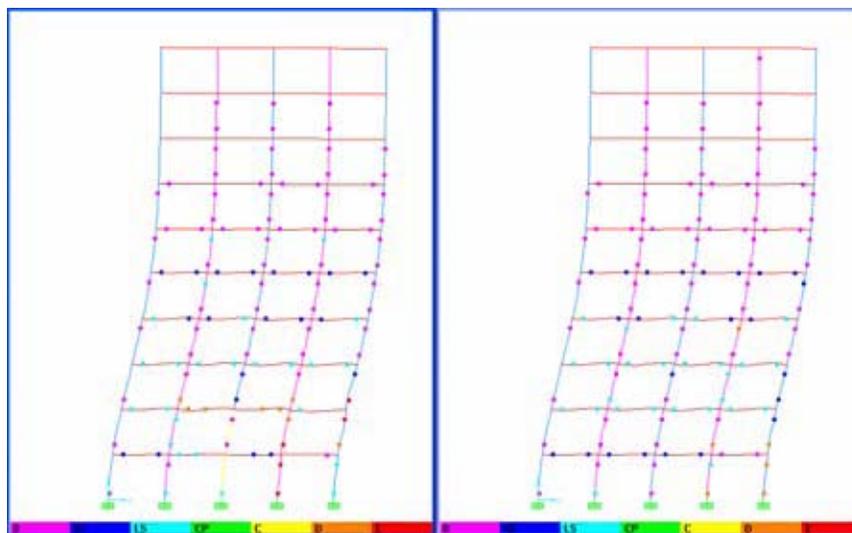


Figura 5.5.

Edificio 2, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

5.2.1.3 Curva de capacidad del edificio 3

La curva de capacidad del edificio 3 muestra un comportamiento menos regular que los dos edificios anteriores. Esta curva es estudiada en tres tramos, ver gráfico 5.3.

La primera fluencia ocurre para un desplazamiento del último piso de 0,45 centímetros y se da en la base de las columnas 50/50 del eje 3 entre los ejes C al G.

El tramo (i) se define desde el punto descargado de la curva de capacidad del edificio 3, punto A, hasta el punto B para el cual se mide un desplazamiento del último nivel de 13,1 centímetros y un corte basal acumulado de 1.119 toneladas-fuerza.

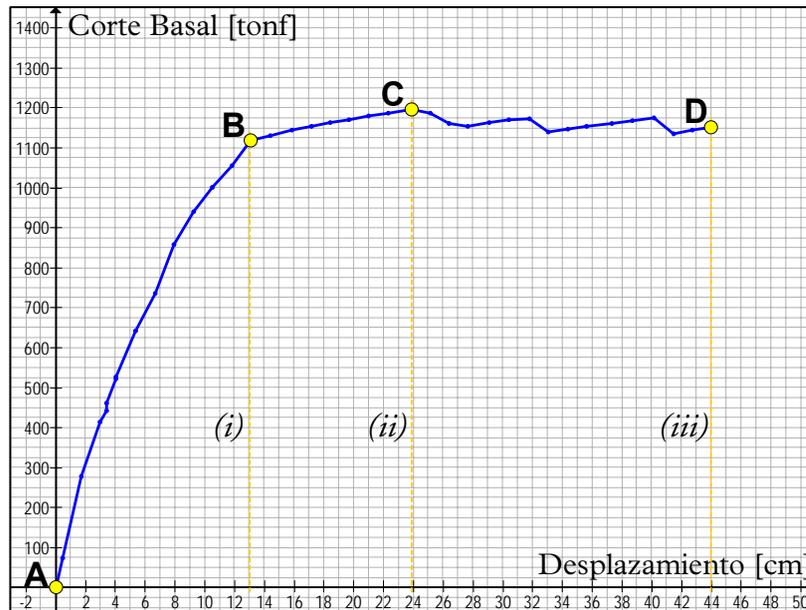


Gráfico 5.3.
Curva de capacidad del edificio 3.

El tramo (i) está inicialmente influenciado por la presencia de los muros en los ejes B y H, donde alcanzan hasta al cuarto piso. Dicha presencia atrae sobre sí los esfuerzos producidos por la solicitante monótonica provocando que para los ejes C al G se produzcan plastificaciones desde el quinto piso hacia arriba en las columnas 40/40 de los ejes 2 y 4. Posterior a este fenómeno a partir de un desplazamiento de techo de 5 centímetros aproximadamente la fluencia de las columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5 se manifiesta desde la base hasta el séptimo piso dependiendo del caso, también se observa el inicio de la fluencia en las vigas de acople de los muros. En la tercera etapa del tramo (i) se alcanza la fluencia en las vigas de los cinco primeros pisos, y se desarrollan plastificaciones en las columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5 desde la base hasta el séptimo piso, en este punto del desempeño global de la estructura (punto B de la curva de capacidad) el muro ya ha fluido. La figura 5.6 muestra en su ventan izquierda el estado de daños para los ejes B y H, mientras que la derecha muestra los ejes C al G, correspondientes ambas al punto B dentro de la curva de capacidad.

En el tramo (ii) se observa un claro deterioro de la rigidez inicial de la estructura, este tramo va desde el punto B, hasta el punto C, donde se alcanza un desplazamiento del último nivel de 23,9 centímetros y un corte basal máximo de 1.195 toneladas fuerza.

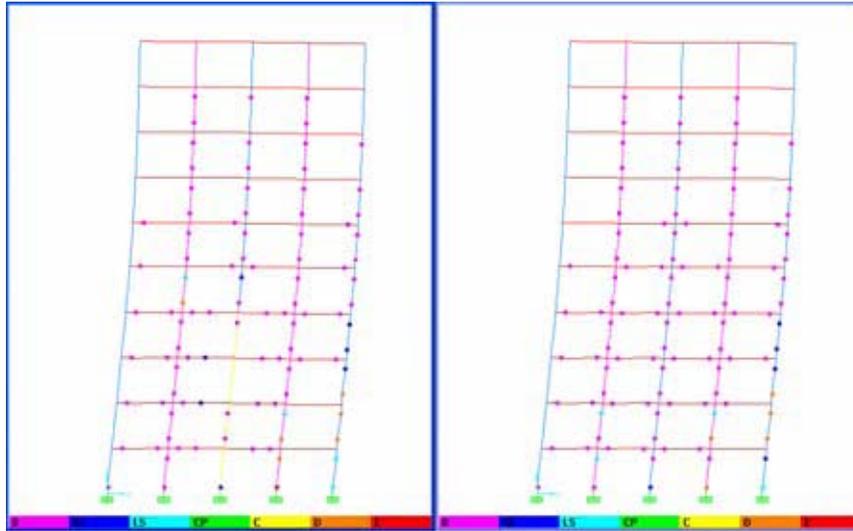


Figura 5.6.
Edificio 3, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

Hasta el punto C dentro de la curva de capacidad del edificio 3, se ha desarrollado rótulas plásticas en las columnas de los ejes 2, 3 y 4 hasta el noveno nivel, y hasta el octavo para las columnas del eje 5, las columnas del eje 1 presenta muy pocas rótulas. Hasta este punto también se ha alcanzado la fluencia en las vigas desde el primer hasta el sexto nivel y algunas del séptimo. Se destaca el punto C, pues aquí se logra el máximo corte basal, más no la máxima deflexión lateral. Se observa falla completa en las columnas de los ejes 4 y 5 a nivel de base y avanzado daño en algunas vigas de acople de los ejes B y H en los niveles segundo y tercero. La figura 5.7, en su ventana izquierda muestra el daño actual para el punto C, en los ejes B y H, mientras que la ventana derecha muestra los ejes C al G.

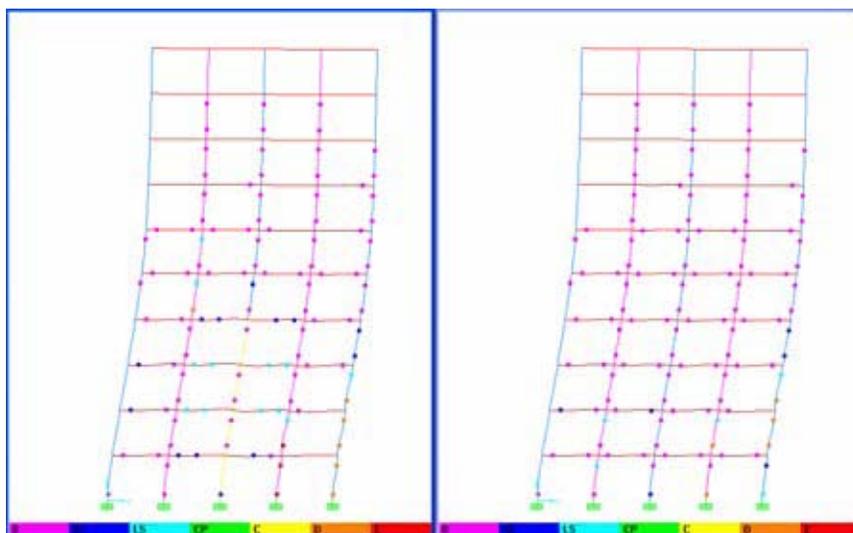


Figura 5.7.
Edificio 3, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

Posterior al punto C dentro de la curva de capacidad del edificio 3 se produce un descenso en el corte basal aceptado por la estructura. Este descenso está marcado por la falla total de las vigas de acople entre el muro y las columnas 40/40 de los ejes 2 y 4.

El tramo (iii) dentro de la curva de capacidad, que va desde el punto C al punto D, para el cual la estructura alcanza un desplazamiento de 44,0 centímetros y un corte basal acumulado de 1.151 toneladas-fuerza, 3,7% inferior al máximo alcanzado en el punto C.

Se aprecia claramente que el tramo (iii) muestra un comportamiento muy irregular con alteraciones en la respuesta de la estructura ante la fuerza incremental. Posterior al punto C, donde fallan las vigas de acople, la fuerza se redistribuye sobre el resto de las vigas de los pisos primero al sexto, también se observa mayor compromiso de los muros de los ejes B y H que comienzan a desarrollar toda su capacidad, sobretodo a nivel de la base.

Alcanzado el punto D, en la curva de capacidad, el comportamiento de las columnas de los ejes 2 y 3 parece ser óptimo, pues todas ellas han alcanzado la fluencia o la han sobrepasado por poco, sin compromiso de su integridad. Las columnas de los ejes 4 y 5 han logrado desarrollar articulaciones plásticas hasta el noveno y octavo piso respectivamente, pero han fallado a nivel de base provocando inestabilidad en toda la estructura.

La figura 5.8 muestra en la parte izquierda el nivel de daños en los ejes B y H, mientras que la derecha muestra el estado de los ejes C al G, ambas para el punto de máxima deflexión.

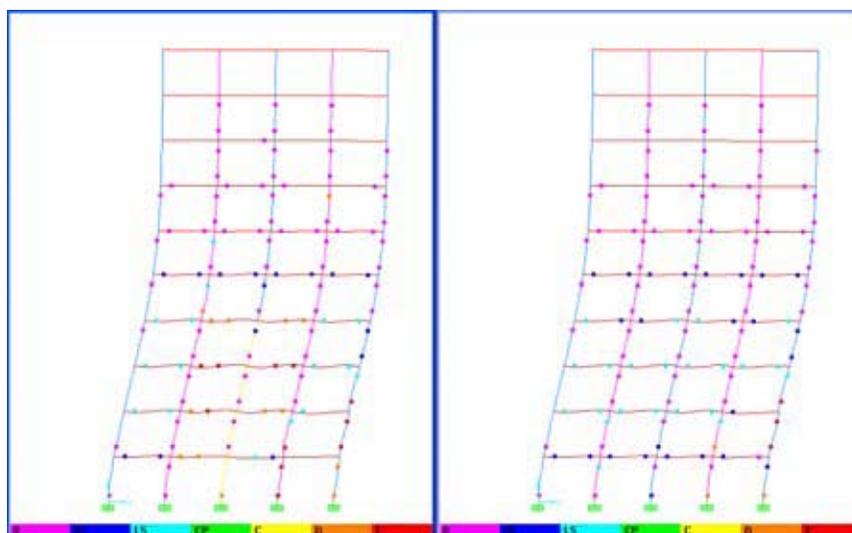


Figura 5.8.

Edificio 3, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

5.2.1.4 Curva de capacidad del edificio 4

La curva de capacidad del edificio 4 (gráfico 5.4) muestra un comportamiento regular hasta los 14,5 centímetros de deflexión lateral, a partir de este punto y hasta la

máxima deformación presenta irregularidad en su capacidad representada a través del corte basal. El análisis de la curva de capacidad y el progreso del daño estructural se hace para cinco etapas, que van desde la etapa (i) a la (v) cada una de las cuales muestra cierta tendencia en el comportamiento de la estructura.

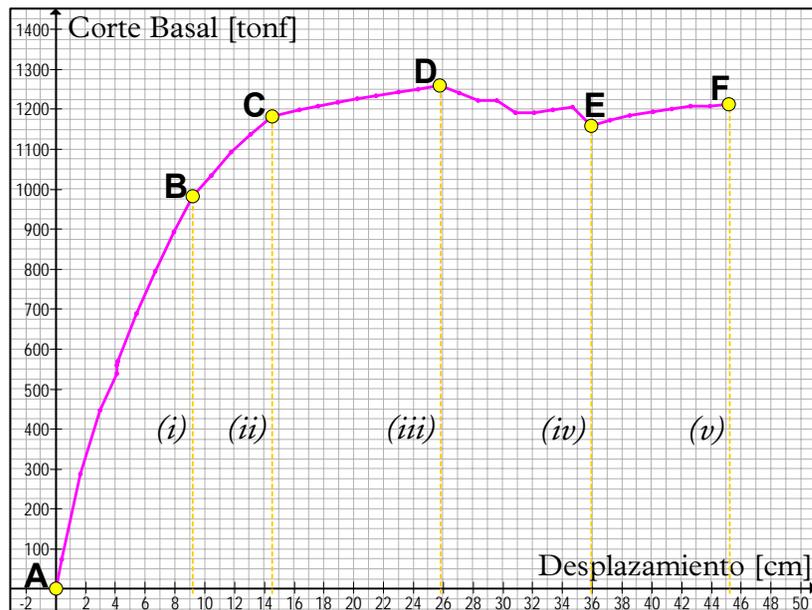


Gráfico 5.4.
Curva de capacidad del edificio 4.

El edificio 4 desarrolla su primera fluencia en la base de las columnas 50/50 del eje 3, entre los ejes B al G, para un desplazamiento de techo de 0,42 centímetros.

El tramo (i) se define desde el punto descargado de la curva de capacidad, punto A, hasta el punto B, para el cual se alcanza una deflexión lateral de 9,2 centímetros y un corte basal de 982 toneladas-fuerza.

Inicialmente el tramo (i), tiende a desarrollar rótulas en las columnas 50/50 de los ejes 3 y 5 entre los ejes C al G (ejes donde no hay muros), mientras que en los ejes B y H (marcos donde hay muros) las plastificaciones se dan en las columnas 50/50 del eje 5 y en las columnas 40/40 del eje 4. Luego que se alcanzan los 3 centímetros de deformación lateral del último piso, se produce la primera fluencia en los muros a nivel de la base, a partir de este punto los marcos emplazados a nivel de los ejes B y H, tienden a desarrollar un comportamiento no lineal sobre las vigas de acople de los muros, y plastificaciones en las columnas 40/40 del eje 2 a partir del sexto y séptimo niveles. Para los ejes C al G, la tendencia inicial se remarca y aparecen algunas rótulas en las columnas 40/40 del eje 4 en el séptimo piso. Posteriormente se produce una pequeña singularidad en el tramo (i) en la curva de capacidad a los 4 centímetros aproximadamente, este fenómeno se debe a la prematura falla en las columnas 40/40 del eje 4 para los marcos de los ejes B y H, estas están trabajando sólo con la resistencia residual.

La última etapa del tramo (i) está controlada por la fluencia desarrollada por las columnas inscritas en los ejes 2, 3, 4 y 5 entre los pórticos que van desde el eje C al G, también se recalca el comportamiento mostrado en los marcos de los ejes B y H, para los cuales las rotulas se desarrollan en las vigas de acoples de los muros y también en las columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5. El punto B dentro de la curva de capacidad, muestra un leve decaimiento en la rigidez inicial de la estructura, producto de la falla total de las columnas 40/40 del eje 4 a nivel de base para los marcos que poseen muro (ejes B y H).

La figura 5.9 muestra el estado de fallas en la estructura correspondiente al punto B de la curva de capacidad, La ventana izquierda muestra los ejes B y H mientras que la derecha muestra los ejes C al G.

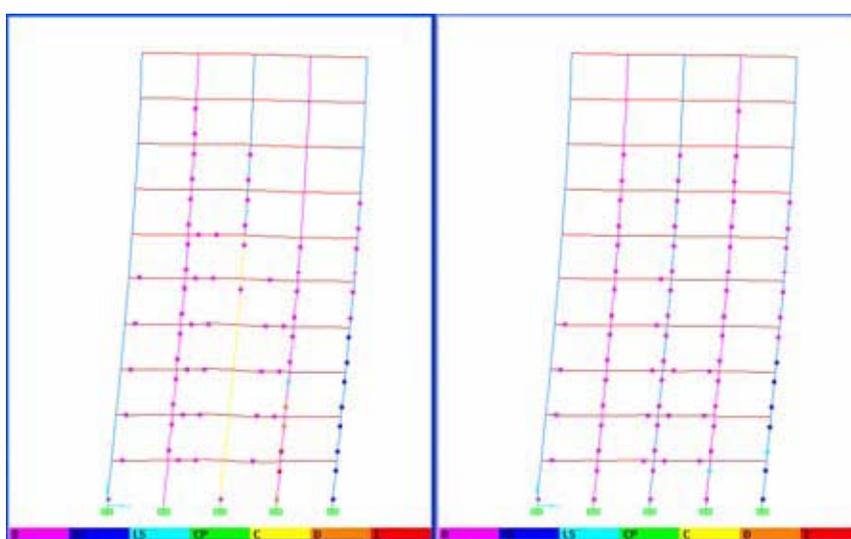


Figura 5.9.
Edificio 4, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (ii) de la curva de capacidad que va desde el punto B al C, para el cual la estructura alcanza un desplazamiento del último piso de 14,5 centímetros y un corte basal de 1.182 toneladas-fuerza, muestra un leve descenso en la pendiente inicial.

En el tramo (ii) el muro desarrolla rótulas plásticas para los niveles intermedios, pero principalmente se alcanza la capacidad máxima de las columnas 40/40 del eje 4 en los marcos de los ejes B y H, las cuales fallan completamente para los tres primeros niveles, lo mismo ocurre con las columnas 50/50 del eje 5, aunque con la salvedad que aún trabajan con la resistencia residual. Para los marcos entre los ejes C al G, las columnas 50/50 del eje 5 son las más comprometidas al conservar sólo parte de su resistencia. La figura 5.10 muestra en la parte izquierda el estado de plastificaciones para los ejes B y H, mientras que en la parte derecha se ven los ejes C al G, ambas para el punto C de la curva de capacidad.

El tramo (iii) se define como aquel que va desde el punto C al D dentro de la curva de capacidad, para el cual se alcanza un desplazamiento de 25,8 centímetros y un corte

basal de 1.260 toneladas-fuerza. Este tramo muestra un notorio decaimiento en la rigidez global de la estructura.

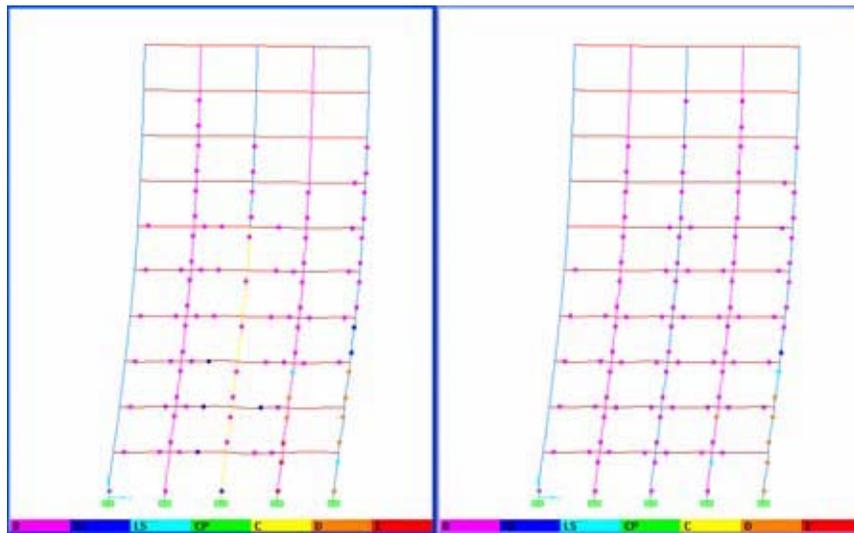


Figura 5.10.
Edificio 4, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (iii) está marcado principalmente por una mayor participación de las vigas, en especial las de acople, que comienzan a desarrollar rótulas plásticas desde el primer hasta el séptimo nivel. Las columnas de los ejes 2 al 5 prácticamente mantienen su capacidad para resistir, con la excepción de aquellas que previamente ya habían fallado, las columnas 50/50 del eje 1 casi no participan, no se aprecia igual nivel de plastificaciones.

El nivel de daños alcanzado hasta el punto D muestra muy comprometidas las vigas de acople de los muros para los ejes B y H, y gran cantidad de rotulas plásticas sobre las columnas de los ejes 2 al 5, la figura 5.11 enseña dicho estado para los ejes B y H al lado izquierdo y C al G al lado derecho.

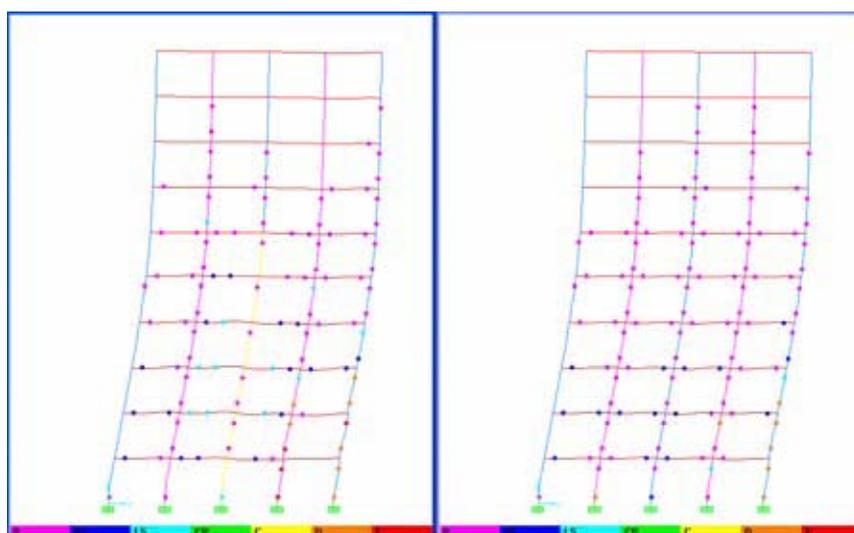


Figura 5.11.
Edificio 4, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (iv) va desde el punto D, para el cual la estructura soporta el máximo corte basal, hasta el punto E, etapa en la cual se alcanza 35,9 centímetros de deformación lateral y un corte basal de 1.158 toneladas-fuerza, 8,1% menor al máximo desarrollado.

Este tramo se caracteriza por la caída irregular de la curva de capacidad, aparentemente por el alto nivel de plastificaciones presentes. Otro factor relevante para este tramo es el completo desarrollo de la capacidad de las vigas de acople de los muros de los ejes B y H. El punto E de desempeño dentro de la curva de capacidad se alcanza cuando los muros de los ejes B y H alcanzan su máxima capacidad a nivel de base, trabajando únicamente con una resistencia residual. Para este tramo además se manifiestan algunas rótulas en el eje 1.

La figura 5.12, muestra el grado de plastificaciones alcanzado por la estructura en el punto E de la curva de capacidad, la ventana izquierda muestra los ejes B y H, mientras que la parte derecha enseña los ejes C al G.

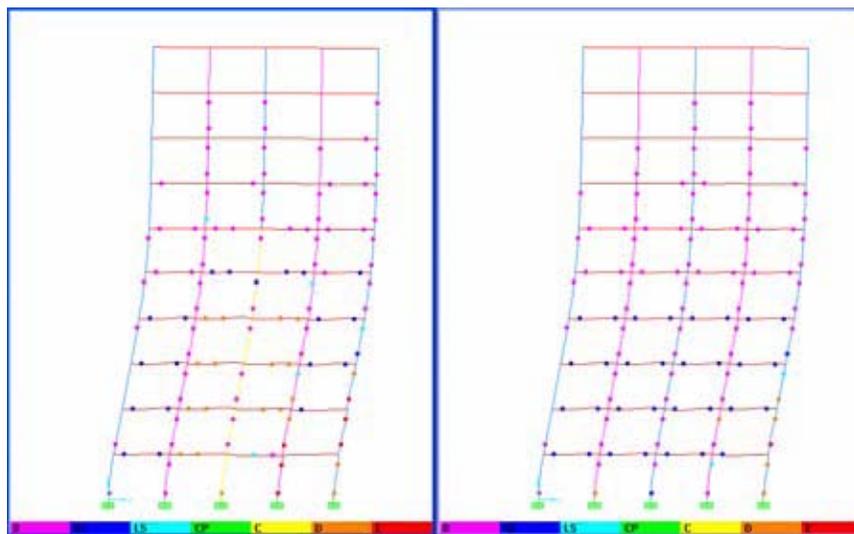


Figura 5.12.

Edificio 4, estado de plastificación para el punto E dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (v) va desde el punto E, hasta el punto F dentro de la curva de capacidad, para el cual se alcanza un desplazamiento máximo de 45,2 centímetros y un corte basal de 1.212 toneladas-fuerza.

Este tramo muestra una leve recuperación de la estructura para aceptar corte basal. Los marcos de los ejes B y H, que son los que poseen muros y a la vez los que mayor esfuerzo toman producto de su rigidez, luego del punto E de la curva de capacidad han perdido gran parte de su capacidad resistente por lo que la estructura redirige las solicitaciones hacia los ejes intermedios, es decir ejes C al G, los cuales cuenta con una buena reserva de resistencia. Estos ejes que toman la sollicitación, obligan a las vigas a desarrollar toda su capacidad.

La figura 5.13 muestra el grado de fallas para el punto F dentro de la curva de capacidad del edificio 4, la ventana izquierda muestra los ejes con muros, es decir, los ejes B y H, la parte derecha de la figura 5.13 muestra los ejes C al G.

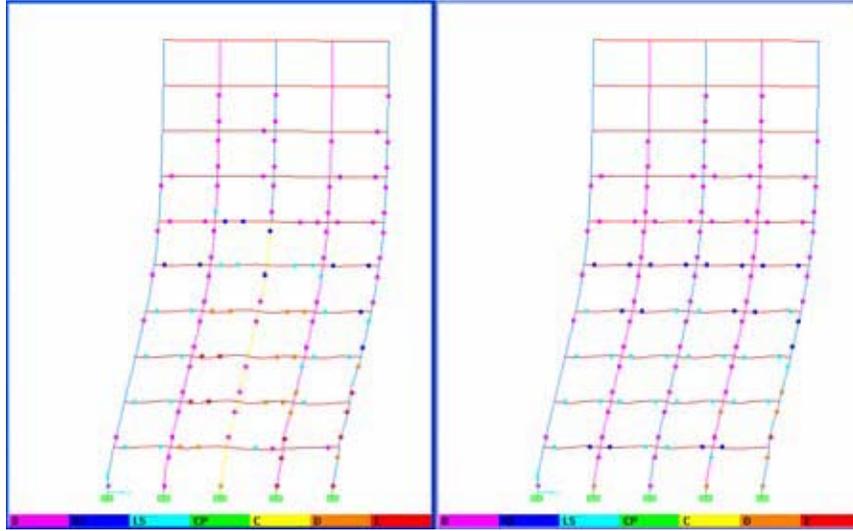


Figura 5.13.
Edificio 4, estado de plastificación para el punto F dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

5.2.1.5 Curva de capacidad del edificio 5

La curva de capacidad del edificio 3 (gráfico 5.5), se estudia según tres tramos, de los cuales los dos primeros muestran un comportamiento muy uniforme a diferencia del tercero que se caracteriza por una degradación irregular en la capacidad de la estructura.

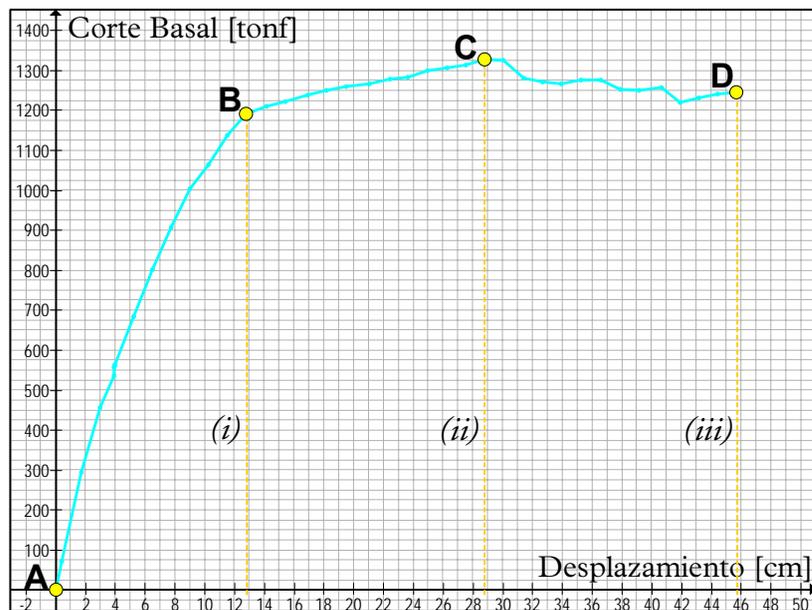


Gráfico 5.5.
Curva de capacidad del edificio 5.

La primera fluencia se alcanza en la base de las columnas 50/50 del eje 3, entre los marcos correspondientes a los ejes C al G, para un desplazamiento del último piso de 0,4 centímetros.

El tramo (i) se define desde el punto descargado, punto A hasta el punto B, para el cual la estructura desarrolla una deflexión lateral de 12,8 centímetros y un corte basal de 1.191 toneladas-fuerza. En este tramo, en una etapa inicial, genera la primera fluencia para las columnas 50/50 de los ejes 3 y 5, para los marcos correspondientes a los ejes C al G para los primeros seis y cinco pisos respectivamente, mientras que para los pórticos de los ejes B y H (los que poseen muro hasta el octavo nivel), desarrollan rótulas para las columnas 50/50 del eje 5 y las columnas 40/40 del eje 4, también se produce la primera fluencia en la base del muro, y sobre las vigas de acople de los niveles inferiores. Sorprende para esta etapa inicial la temprana falla de las columnas 40/40 del eje 4 a nivel de entrepiso, en el primer piso. En la fase final del tramo (i), se desarrollan rótulas plásticas para las columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5 y sobre algunas vigas de los primeros niveles para los marcos de los ejes C al G, mientras que para los pórticos B y H las rótulas se extienden sobre las columnas de los ejes 2 al 5 y también en ciertas vigas. Las plastificaciones desarrolladas en las columnas del eje 2, para los marcos de los ejes B y H, comienzan a manifestarse desde los niveles superiores hacia los inferiores, patrón poco normal. El punto B dentro de la curva de capacidad denota un cambio en la rigidez inicial de la estructura, principalmente marcado por la falla casi total de las columnas 50/50 del eje 5 a nivel de base para los ejes C al G, mientras que para los ejes B y H se aprecia una situación similar que afecta las columnas 40/40 y 50/50 de los ejes 4 y 5 con la salvedad que las primeras ya han desarrollado toda su capacidad a nivel del primer piso.

La figura 5.14 muestra el estado de falla en el edificio 5 para el punto B, en la ventana izquierda se aprecia los ejes B y H y en la derecha los ejes C al G.

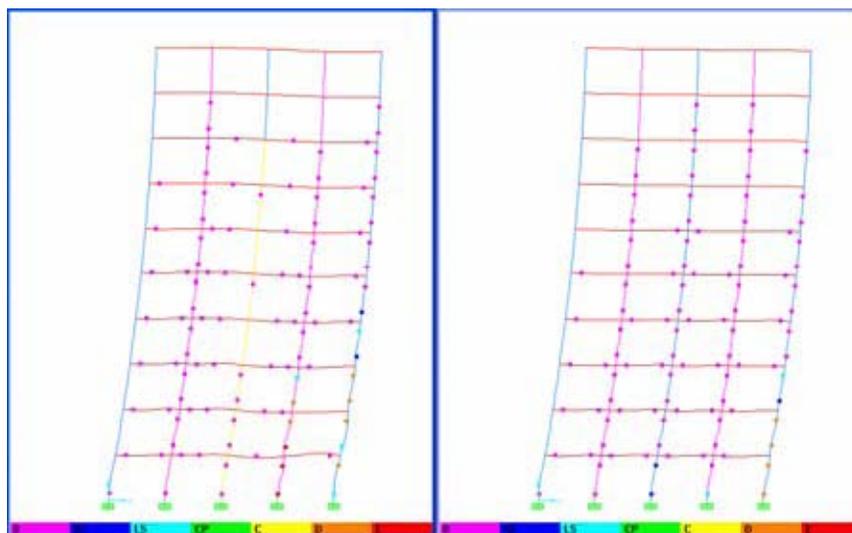


Figura 5.14.

Edificio 5, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (ii) muestra una caída en la rigidez inicial de la estructura pero con tendencia ascendente, este tramo se define del punto B al C, para el cual la estructura alcanza un desplazamiento del último nivel de 28,8 centímetros y un corte basal máximo de 1.328 toneladas-fuerza. La regularidad del tramo (ii) está definida por la redistribución de esfuerzos, los cuales se reorientan hacia las vigas, con mayor participación de las vigas de acople de los muros, las columnas prácticamente mantienen su estado inicial sin grandes variaciones. Cabe destacar que a esta altura no existe gran compromiso de las columnas 50/50 del eje 1, pues muestran contadas rótulas.

La figura 5.15, muestra en su ventana izquierda el estado de fallas para los ejes B y H en el punto C de la curva de capacidad, a la vez que la ventana derecha lo hace para los ejes C al G.

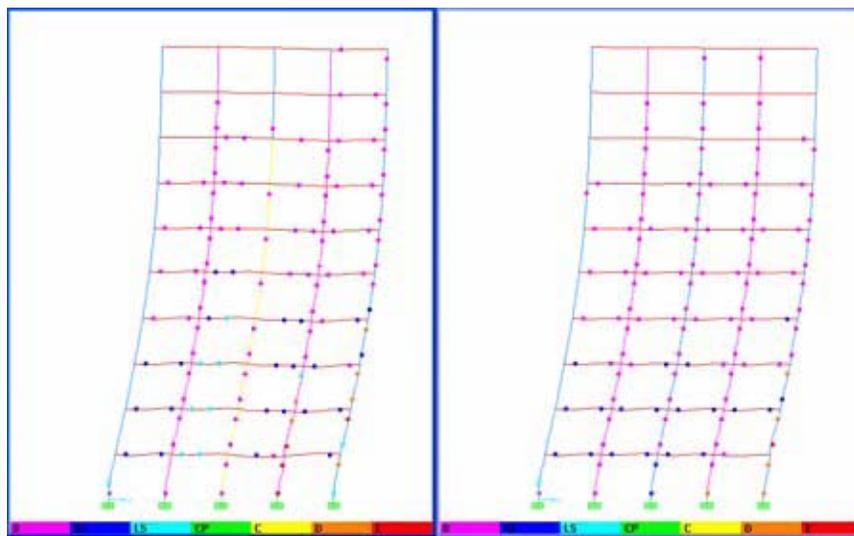


Figura 5.15.
Edificio 5, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (iii) se define como aquel que va desde el punto C al D, para el cual el edificio 6 alcanza una deflexión lateral del último nivel de 46,7 centímetros y un corte basal de 1.246 toneladas-fuerza.

El tramo (iii) manifiesta una degradación irregular de la capacidad resistente de la estructura frente a la sollicitación impuesta, sorprende que aún mantenga una reserva de resistencia para alcanzar una mayor deformación lateral, a pesar de haber desarrollado previamente el máximo cortante de base. La progresiva falla de las vigas de acople de los muros, de los primeros cuatro niveles, explican la irregularidad de este tramo, esto afecta la capacidad del edificio 5 para redistribuir de mejor forma los esfuerzo, los cuales son asimilados principalmente por las vigas de los niveles 1° al 8°, con especial compromiso de los primeros cuatro. La figura 5.16 muestra en la parte izquierda, el estado de articulaciones plásticas alcanzadas en los marcos de los ejes B y H para el punto D, a la vez que la derecha enseña los pórticos de los ejes C al G para igual punto de desempeño.

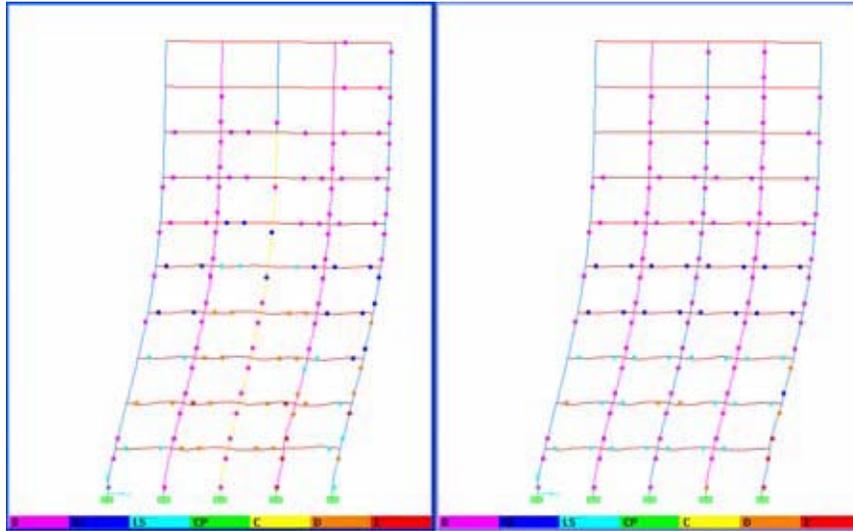


Figura 5.16.
Edificio 5, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

5.2.1.6 Curva de capacidad del edificio 6

La curva de capacidad del edificio 6 (gráfico 5.6) se analiza según tres tramos visiblemente definidos. El tramo (i) indica una gran rigidez inicial del edificio, el tramo (ii) de aceptable regularidad, se caracteriza por una rigidez lateral mermada y el tramo (iii) corresponde a una reserva no menor de rigidez que permite a la estructura continuar deformándose producto de la carga que le afecta.

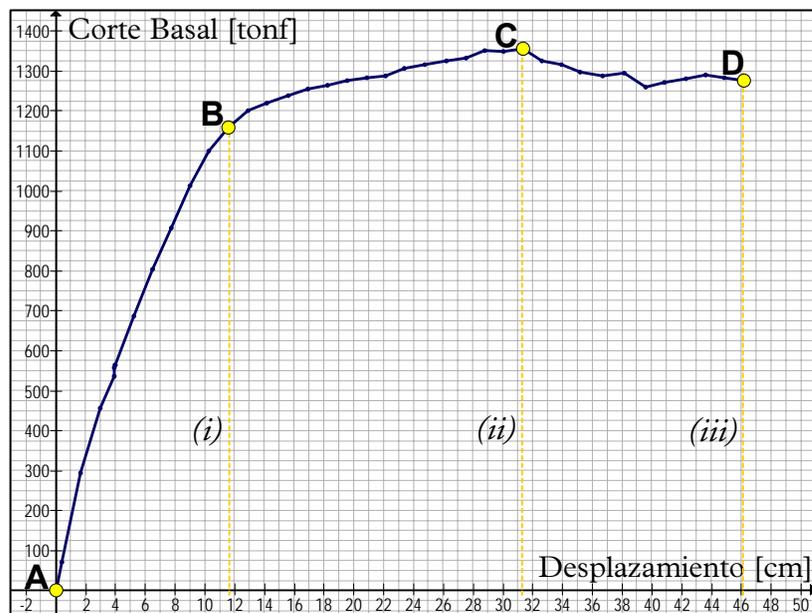


Gráfico 5.6.
Curva de capacidad del edificio 6.

La primera fluencia en la estructura se alcanza para un desplazamiento de techo de 0,41 centímetros, y se produce en la base de las columnas 50/50 del eje 3 entre los ejes C al G.

El tramo (i) va desde el punto descargado dentro de la curva de capacidad, punto A hasta el punto B, para el cual se desarrolla una deformación lateral de 11,5 centímetros y un corte basal de 1.162 toneladas-fuerza. Para los pórticos correspondientes a los ejes C al G, se desarrollan rótulas plásticas en las columnas 50/50 de los ejes 3 y 5, mientras que para los ejes B y H (ejes con muros que cubren la totalidad de la altura), las plastificaciones se dan en las columnas de los ejes 4 y 5, en la base de los muros y sobre las vigas de acople de los muros sumado a la temprana falla de las columnas 40/40 del eje 4, en los marcos de los ejes B y H, marcan la etapa inicial del tramo (i).

La parte final del tramo (i) está influenciado por la fluencia a lo largo de las columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5 y una única rótula a nivel de base para las columnas 50/50 del eje 1. También se desarrollan rótulas plásticas sobre las vigas de los primeros niveles, y en los muros de los ejes B y H, en los niveles intermedios. Se destaca la falla casi completa de las columnas 40/40 y 50/50 de los ejes 4 y 5 respectivamente, a nivel de base.

La figura 5.17 muestra en la ventana izquierda el estado de plastificaciones en los ejes B y H para el punto B dentro de la curva de capacidad, a la vez que la ventana derecha lo hace para los ejes C al G.

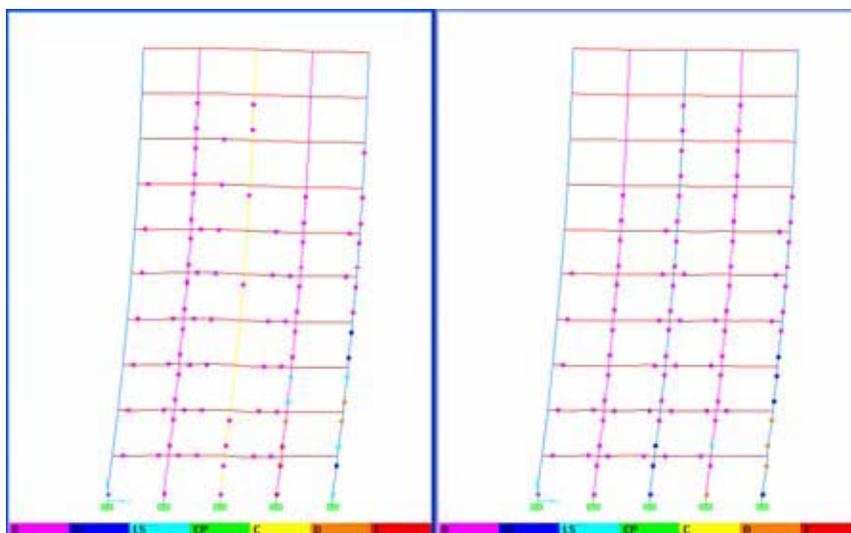


Figura 5.17.

Edificio 6, estado de plastificación para el punto B dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (ii) corresponde a aquel que va desde el punto B, al punto C, para el cual se desarrolla una deflexión lateral del último nivel de 29,7 centímetros y un corte basal máximo de 1.357 toneladas-fuerza. El tramo (ii) está influenciado por la redistribución de esfuerzos hacia las vigas, las cuales gradualmente desarrollan rótulas plásticas y aceptan cada vez más solicitaciones. El muro desarrolla un comportamiento inelástico

prácticamente a lo largo de todos los pisos, con excepción del 8° y el 10°. Las columnas de los ejes 2 al 5 no cambian sustancialmente el estado de las rótulas pero sorprende la presencia de una plastificación casi completa en las columnas 40/40 del eje 4 para los pórticos de los ejes C al G, trabajando sólo con una resistencia residual. También se destaca la baja participación de las columnas 50/50 del eje 1, y la primera fluencia en columnas del último piso.

La figura 5.18, enseña el estado de plastificaciones para el punto C dentro de la curva de capacidad, en su parte izquierda para los ejes B y H, mientras que la ventana derecha lo hace para los ejes C al G.

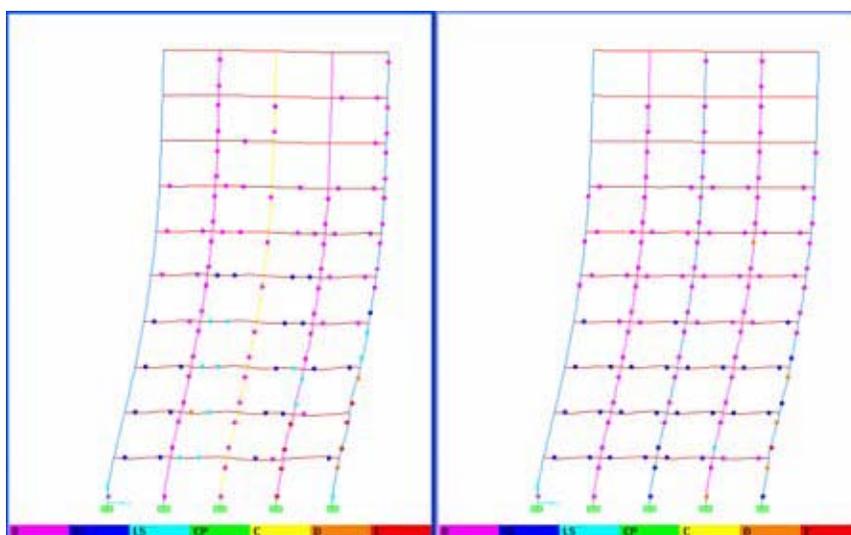


Figura 5.18.

Edificio 6, estado de plastificación para el punto C dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

El tramo (iii) se define como el que va desde el punto C, al D, para el cual se alcanza un desplazamiento de 45,7 centímetros y un corte basal de 1.273 toneladas-fuerza. Éste tramo está principalmente marcado por la falla casi completa en las vigas de acople de los muros, lo que obliga al edificio a redistribuir los esfuerzos sobre los pocos elementos que aún conservan resistencia. Para este tramo el muro sigue aceptando esfuerzos pero no alcanza a desarrollar toda su capacidad. Las columnas 50/50 del eje 1, presentan algunas plastificaciones, pero ninguna sobrepasa la fluencia inicial. Se aprecian falla completas sobre las columnas 40/40 del eje 4 en los dos primeros niveles para los marcos de los ejes B y H.

La figura 5.19 muestra en la ventana izquierda el estado de fallas para los ejes B y H en el punto D dentro de la curva de capacidad, mientras que la ventana izquierda lo hace para los marcos de los ejes C al G.

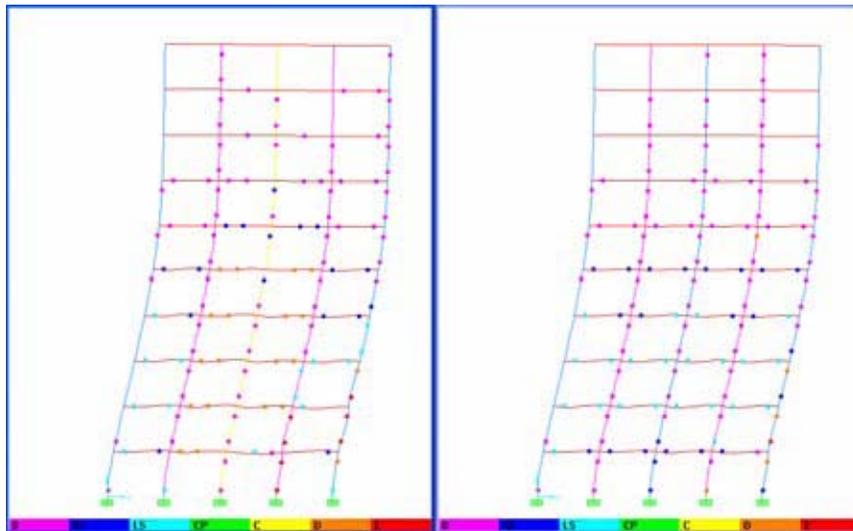


Figura 5.19.
Edificio 6, estado de plastificación para el punto D dentro de la curva de capacidad. SAP2000.

5.2.2 Ductilidad

Una medida de la ductilidad de una estructura es el factor μ_{Δ} de ductilidad de desplazamiento definido por la ecuación (5.1), donde Δ_u es la deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico y Δ_y es la deflexión lateral la primera vez que se alcanza la cedencia.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.1)$$

Para una estructura de múltiples niveles la ductilidad de desplazamiento asociada al sistema completo se evalúa para deformaciones medidas en el nivel superior, donde Δ_u es la máxima deformación alcanzada y Δ_y es el desplazamiento necesario para producir la primera fluencia en el edificio. Desde el punto de vista de la presente tesis, si observamos el comportamiento desarrollado por las estructuras frente a la sollicitación incremental reflejado a través de las curvas de capacidad, se deduce que éstas representan el desempeño global de los edificios, tomando en cuenta las características de cada uno de los componentes resistentes, es decir, equivale a un todo, más aún para todos los casos estudiados, las curvas inicialmente desarrollan un tramo prácticamente lineal, a pesar que sobre él ya se han desarrollado plastificaciones individuales, hasta alcanzar un punto (punto B dentro de cualquier curva de capacidad de los edificios estudiados) para el cual la pendiente inicial se reduce drásticamente, al igual que en curvas típicas de esfuerzo deformación cuando se alcanza la fluencia. De este modo se presentan para cada edificio la

ductilidad de desplazamiento obtenida según la definición clásica, además de una ductilidad definida como la razón entre la deformación máxima alcanzada y la deflexión medida en el punto B dentro de la curva de capacidad.

La tabla 5.1 entrega los valores de ductilidad obtenidos según la definición clásica, mientras que la tabla 5.2 indica los valores de ductilidad calculados a partir de la razón entre la máxima deformación desarrollada y la deflexión lateral alcanzada en el punto B dentro de las curvas de capacidad de los edificios.

Tabla 5.1. Valores de ductilidad.

Edificio	Δ_y [cm]	Δ_u [cm]	μ [-]
1	0,21	43,9	209
2	0,53	42,4	80
3	0,45	43,9	98
4	0,42	45,2	108
5	0,40	45,7	114
6	0,41	46,1	112

Tabla 5.2. Valores de ductilidad medidos en el punto B de la curva de capacidad.

Edificio	Δ_y [cm]	Δ_u [cm]	μ [-]
1	10,35	43,9	4,2
2	10,50	42,4	4,0
3	13,00	43,9	3,4
4	14,50	45,2	3,1
5	12,80	45,7	3,6
6	11,50	46,1	4,0

Los valores de desplazamiento para la primera fluencia son inferiores a medio centímetro, esto afecta los valores de ductilidad de desplazamiento calculados (los incrementa significativamente), a pesar de esto, los valores de la tabla 5.1 sugieren que los muros de altura parcial reducen drásticamente la ductilidad de desplazamiento global de las estructuras estudiadas. Los valores de ductilidad de desplazamiento global de las estructuras con muros decrecen en un 45,5% y 61,7% menos que la estructura puramente de marcos ($\mu=209$). A la vez se deduce que a mayor altura de los muros, la ductilidad aumenta (o se recupera), siendo la mas alta para el edificio 6 el cual incorpora muros hasta el último nivel.

Los valores de ductilidad de la tabla 5.2 asociados a un sistema equivalente de un grado de libertad, no muestran una tendencia clara, pero para todos los edificios que incorporan muros las ductilidades son inferiores que la calculada para el edificio 1, aunque muy cercanas.

5.2.3 Corte de entrepiso

El gráfico 5.7 entregan las distribuciones del esfuerzo de corte de entrepiso para todos los edificios analizados por procedimientos no lineales. Para todos los casos se grafican las fuerzas de corte para tres etapas dentro de los análisis pushover, el primero corresponde al punto B dentro de la curva de capacidad, mientras que los otros dos corresponden al máximo desempeño de corte basal y de desplazamiento. Para los edificios 1 y 2, los máximos desempeños coinciden en un solo punto dentro de la curva de capacidad.

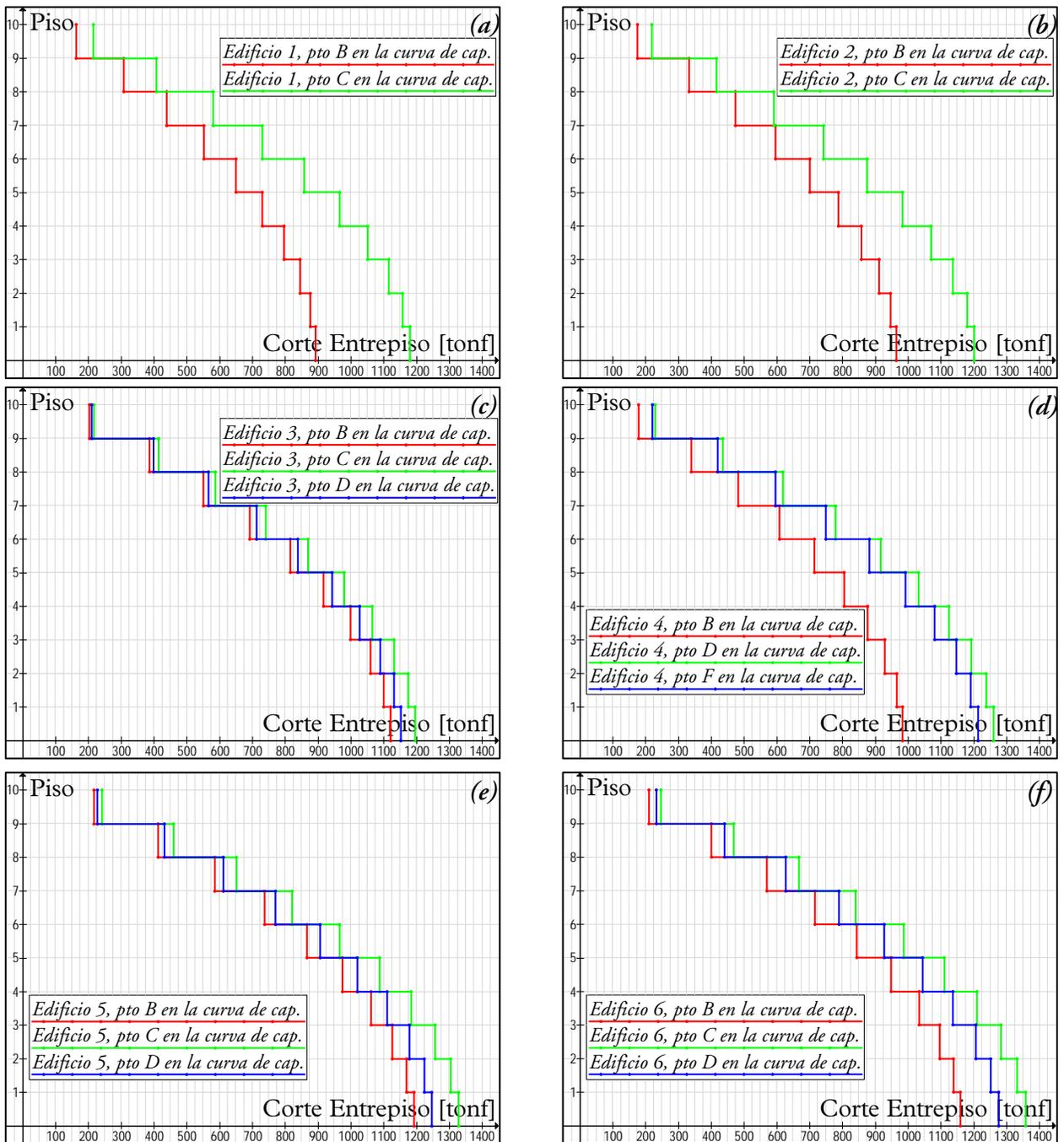


Gráfico 5.7.

Distribución de fuerza de corte de entrepiso para distintas etapas dentro del análisis pushover.

- (a) Edificio 1. (b) Edificio 2. (c) Edificio 3.
(d) Edificio 4. (e) Edificio 5. (f) Edificio 6.

Como se ha mencionado anteriormente, el punto B dentro de la curva de capacidad marca un cambio de tendencia dentro del comportamiento inicialmente lineal de todas las estructuras estudiadas, producto de la sucesiva fluencia en los distintos elementos resistentes provocando una caída en la resistencia global de los edificios ante la solicitación incremental impuesta. El nivel de corte basal de entrepiso para esta etapa del análisis *pushover* se distingue a través del color rojo dentro del gráfico 5.7. La distribución de corte basal de entrepiso de color verde representa la fase para la cual se alcanza el máximo esfuerzo de corte basal, mientras que la distribución azul corresponde a la etapa del máximo desplazamiento desarrollado.

Se aprecia del gráfico 5.7 que los edificios 1 y 2 muestran una considerable reserva de resistencia al corte luego de alcanzar el punto B dentro de la curva de capacidad, cercana al 30% para ambos casos.

La influencia de los muros hasta el segundo nivel en el edificio 2, provoca un incremento del 7,9% en su capacidad resistente al corte con respecto al edificio 1 para el punto B y de un 1,9% para el punto C, ambos medidos sólo a nivel de base.

El edificio 3, a pesar de desarrollar una mayor aceptación al corte basal, con respecto de los edificios 1 y 2, su reserva de resistencia es comparativamente menor. A nivel de base alcanza para el punto B, un corte basal de 1.119 toneladas-fuerza, mientras que para el punto C correspondiente al máximo corte basal alcanzado de 1.195 toneladas-fuerza lo que representa un 6,8% de aumento, y para el punto D de máximo desplazamiento desarrollado se mide un corte basal de 1.151 toneladas-fuerza lo que equivale a un 2,9 % de incremento con respecto al corte medido en el punto B.

El edificio 4, cuyos muros alcanzan hasta el sexto nivel, recupera la reserva de resistencia mostrada por las dos primeras estructuras, a nivel de base para el punto B dentro de la curva de capacidad se alcanza un corte de 982 toneladas-fuerza y al punto D donde se alcanza el máximo corte basal de 1.260 toneladas-fuerza lo implica un incremento del 28,3%, mientras que al punto F de máximo desplazamiento se desarrolla un corte basal de 1.212 toneladas-fuerza, es decir un 23,4% de aumento con respecto al corte medido en el punto B.

Entre los edificios 5 y 6, el segundo muestra un mejor comportamiento desde el punto de vista de la reserva de resistencia y distribución en altura del esfuerzo de corte. A nivel de base el edificio 5 para el punto B alcanza un corte basal de 1.191 toneladas-fuerza y para el punto C, 1.328 toneladas-fuerza (máximo corte basal) lo que significa un incremento del 11,5%, mientras que al punto D (máxima deflexión lateral de la estructura) se mide un corte basal de 1.246 toneladas-fuerza, es decir un 4,6% de aumento. Para el edificio 6, al punto B se mide un corte de base de 1.158 toneladas-fuerza, y al punto C, 1.356 toneladas-fuerza, o sea un 17,1% de incremento y para el punto D un corte basal de

1.275 toneladas-fuerza, lo que representa un 10,0% de aumento en la capacidad resistente al corte.

5.2.4 Aproximación del desempeño sísmico

La norma chilena de diseño sísmico de edificio NCh433.Of96 (INN, 1996) establece un espectro de diseño, a través del cual se representa la acción sísmica sobre las edificaciones. Esta acción lateral que representa el sismo de diseño se aplica sobre modelos de estructuras en conjunto con otras solicitaciones permanentes y/o eventuales. Luego, en la etapa de diseño, las secciones de los elementos de hormigón armado son verificadas a partir de las distribuciones de esfuerzo provenientes de los análisis según la teoría elástica, pero reconociendo que se tendría una respuesta inelástica de la sección y del elemento (Nilson, 1999).

Para las seis estructuras analizadas según la teoría no lineal se utilizó un patrón de cargas triangular, basado en el precepto que predomina el primer modo de vibrar, por otro lado a partir de los resultados de la solicitación sísmica aplicada sobre los edificios se establece un punto de referencia para estudiar el desempeño de las estructuras con respecto al análisis no lineal estático, para igual nivel de corte basal.

5.2.4.1 Corte de entrepiso

El gráfico 5.8(a) al 5.8(b), muestra la distribución de fuerza cortante en altura de los edificios 1 al 6 respectivamente, en azul se distingue la distribución producto de la acción sísmica según la teoría elástica, y en rojo la correspondiente al análisis no lineal estático para igual magnitud de fuerza de corte a nivel de base.

La distribución de fuerza cortante en altura de los seis edificios estudiados para la solicitación sísmica y la acción monotónicamente creciente son bastante similares, a pesar que para todos los casos correspondientes a los análisis no lineales, ya se ha alcanzado la fluencia en más de un elemento, este parámetro sólo da cuenta que la capacidad para resistir corte a través de los elementos resistentes de cada piso se mantiene, a pesar de las fallas.

Para todos los edificios estudiados, durante todo el proceso hasta alcanzar el máximo desempeño, sólo se registran niveles cercanos a la fluencia por corte en muros, los cuales tienden a atraer dichos esfuerzos hacia ellos debido su alta capacidad resistente, aún así sólo alcanzan a superar levemente el límite de fluencia por corte, nunca fallan debido a este esfuerzo. Esto explicaría en parte la gran semejanza entre los cortes de entrepiso mostrados en el gráfico 5.8.

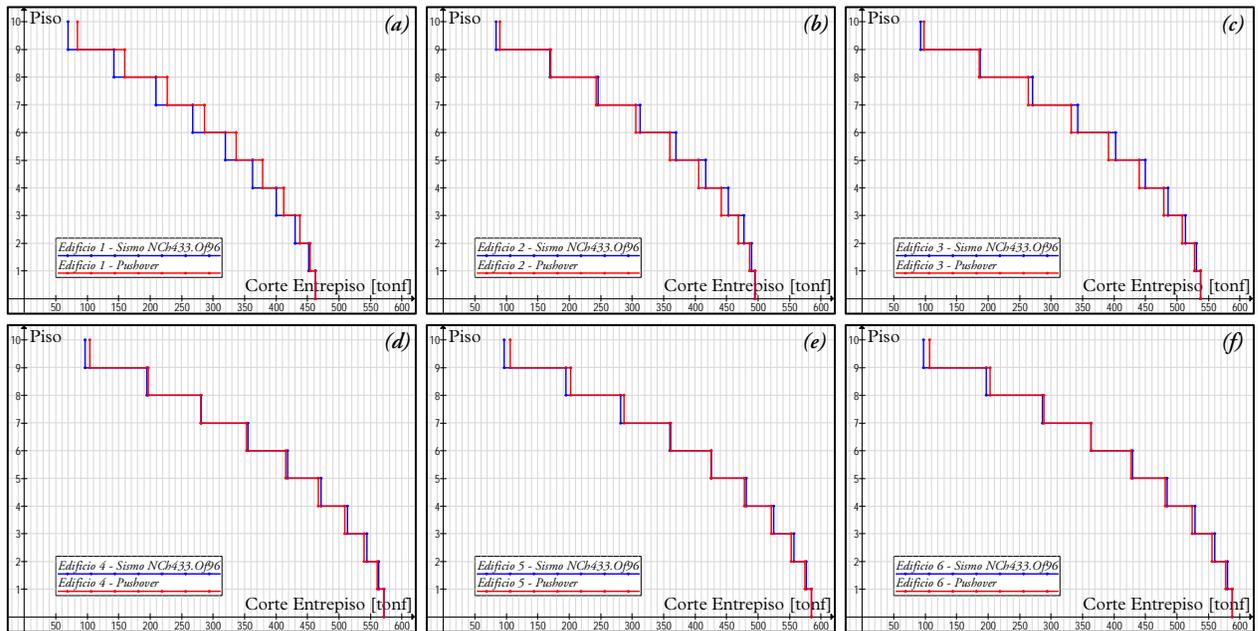


Gráfico 5.8.
Distribución de fuerza de corte de entrepiso para sismo y pushover.
(a) Edificio 1. (b) Edificio 2. (c) Edificio 3. (d) Edificio 4. (e) Edificio 5. (f) Edificio 6.

5.2.4.2 Deformaciones de entrepiso

Se estudia a continuación la deformación de entrepiso de los seis edificios en cuestión para la etapa dentro del análisis no lineal estático en la que se alcanza igual nivel de fuerza cortante que la obtenida en el análisis modal espectral de la NCh433.Of96.

5.2.4.2.1 Edificio 1

La figura 5.20 muestra el nivel de daño alcanzado en el edificio 1, en los marcos de los ejes B (izquierda) y E (derecha) para un corte basal de 462 toneladas-fuerza, producto del análisis inelástico para carga incremental, mientras que el gráfico 5.9 enseña el perfil de deformaciones relativas de entrepiso para la sollicitación sísmica (en rojo) y para el análisis *pushover* (en azul).

Se observa en la figura 5.20 el importante grado de daño alcanzado principalmente sobre las columnas del primer piso, donde todas han superado el nivel de fluencia, incluso las columnas 40/40 del eje 4 están trabajando con resistencia residual, este fenómeno marca el perfil de deformaciones relativas de entrepiso. El comportamiento mostrado por el edificio 1 resulta peligroso, pues tiende a formar un mecanismo de piso, al concentrar las fallas sobre las columnas que son las que mantienen en pie la estructura. Por otro lado la NCh433.Of96 (INN, 1996) establece que el desplazamiento relativo máximo de entrepiso no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002, es decir, 0,72 centímetros, lo cual no se cumpliría para el primer piso.

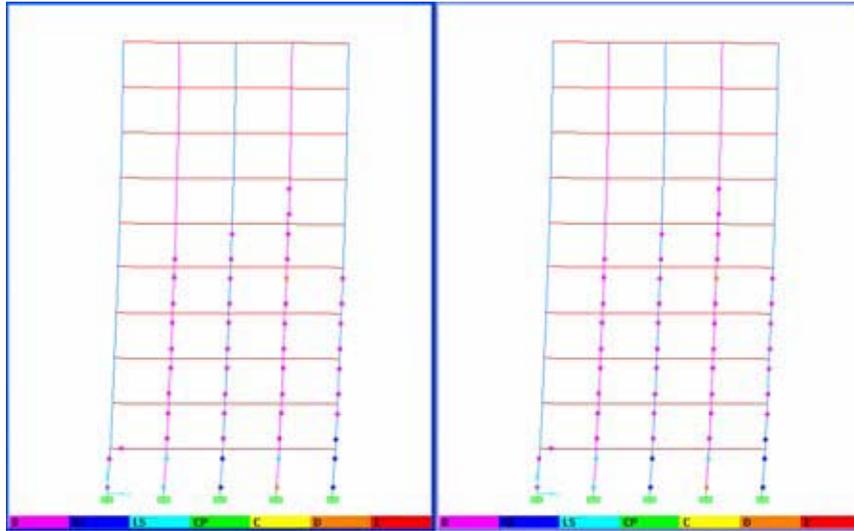


Figura 5.20.
Edificio 1, estado de plastificación para 462 [tf] de corte basal. SAP2000.

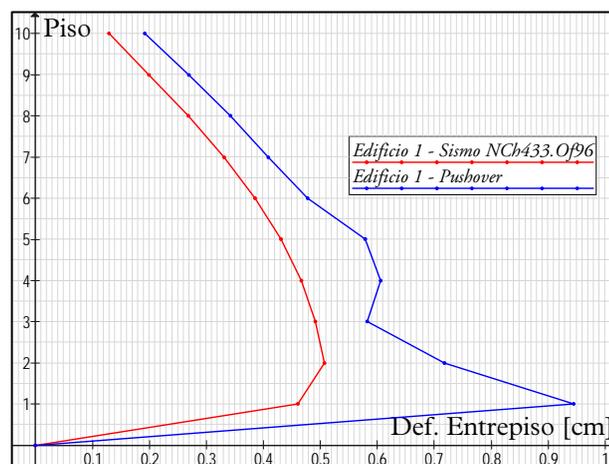


Gráfico 5.9.
Edificio 1, deformación relativa de entrepiso para sismo y pushover.

5.2.4.2.2 Edificio 2

La figura 5.21 muestra el nivel de daño alcanzado en el edificio 2, en los marcos de los ejes B (izquierda) y E (derecha) para un corte basal de 495 toneladas-fuerza, producto del análisis inelástico para carga incremental, mientras que el gráfico 5.10 enseña el perfil de deformaciones relativas de entrepiso para la sollicitación sísmica (en rojo) y para el análisis *pushover* (en azul).

Los ejes B y H que son los que poseen muros hasta el segundo nivel (ventana izquierda en figura 5.21), son por lo tanto los más rígidos atrayendo hacia ellos una proporción mayor de fuerza, esto explicaría que para dichos ejes exista un mayor grado de daño principalmente sobre las columnas 40/40 del eje 2 (tercer piso) y 4 (primer piso) que trabajan sólo con resistencia residual. A pesar de lo anteriormente descrito, la rigidez de los muros proporciona estabilidad a las estructuras lo que se refrenda al observar el perfil de

deformaciones relativas de entrepiso, el cual es ligeramente superior al proveniente del análisis elástico, pero mantiene la misma tendencia.

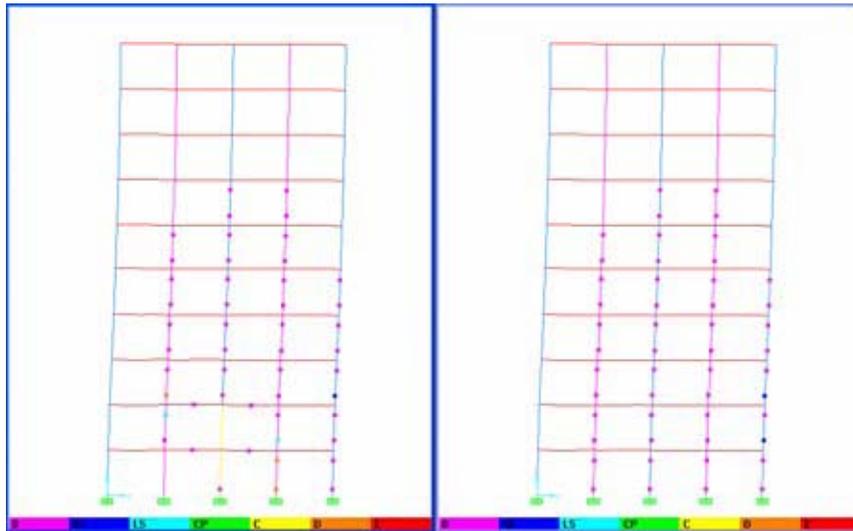


Figura 5.21.
Edificio 2, estado de plastificación para 495 [tf] de corte basal. SAP2000.

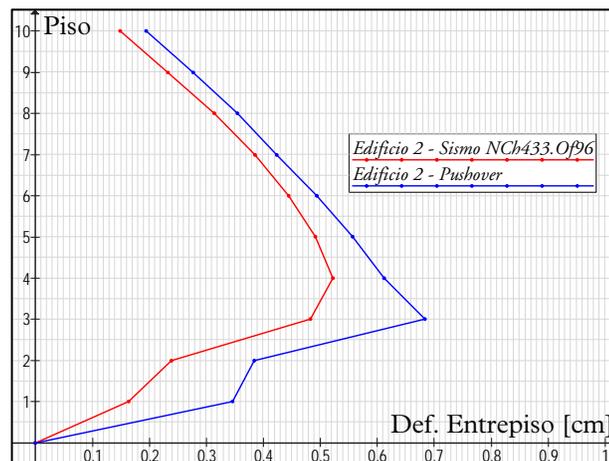


Gráfico 5.10.
Edificio 2, deformación relativa de entrepiso para sismo y pushover.

5.2.4.2.3 Edificio 3

La figura 5.22 muestra el nivel de daño alcanzado en el edificio 3, en los marcos de los ejes B (izquierda) y E (derecha) para un corte basal de 537 toneladas-fuerza, producto del análisis inelástico para carga incremental, mientras que el gráfico 5.11 enseña el perfil de deformaciones relativas de entrepiso para la sollicitación sísmica (en rojo) y para el análisis *pushover* (en azul).

El comportamiento del edificio y el nivel de daño alcanzado están claramente influenciados por la presencia de los muros de los ejes B y H, los cuales otorgan mayor rigidez global a la estructura y colaboran resistiendo gran parte de la sollicitación. Se observa en la figura 5.22 que las columnas 40/40 de los ejes 2 (quinto nivel) y 4 (primer nivel) son las únicas que han fallado y que conservan sólo parte de su resistencia, mientras

que para los ejes intermedios el nivel de daños desarrollado es bastante bueno. El perfil de deformaciones (gráfico 5.11) resulta bastante ajustado al proveniente del análisis modal espectral, según la teoría elástica.

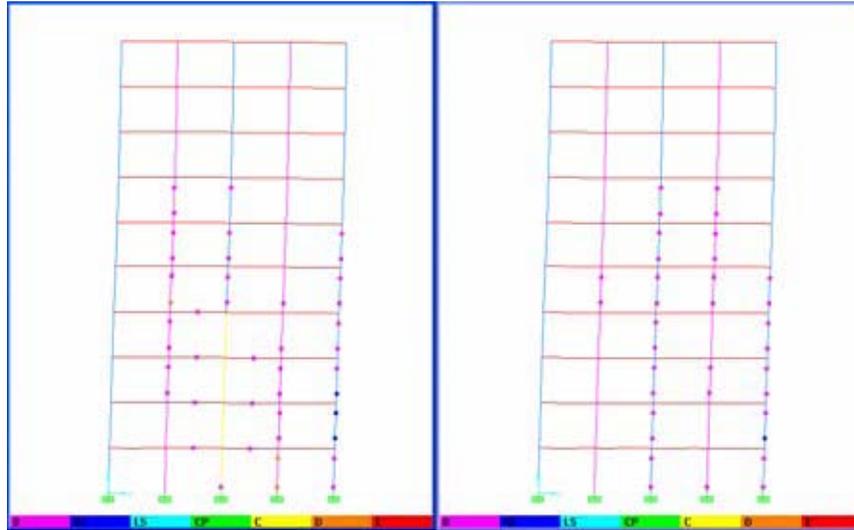


Figura 5.22.
Edificio 3, estado de plastificación para 537 [tf] de corte basal. SAP2000.

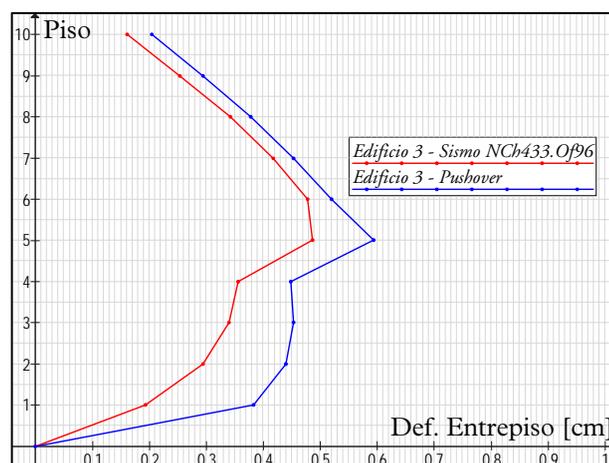


Gráfico 5.11.
Edificio 3, deformación relativa de entrepiso para sismo y pushover.

5.2.4.2.4 Edificio 4

La figura 5.23 muestra el nivel de daño alcanzado en el edificio 4, en los marcos de los ejes B (izquierda) y E (derecha) para un corte basal de 571 toneladas-fuerza, producto del análisis inelástico para carga incremental, mientras que el gráfico 5.12 enseña el perfil de deformaciones relativas de entrepiso para la sollicitación sísmica (en rojo) y para el análisis *pushover* (en azul).

La alta rigidez de los muros de los ejes B y H, provoca que; a pesar de estar sometida a un nivel de fuerza superior al de los edificio anteriores, muestre un nivel de daños menor. Para los ejes B y H sólo se observa el compromiso de las columnas 40/40 del eje 4 a nivel de base, aunque aún cuenta con una pequeña reserva de resistencia. El nivel de

daño desarrollado para los ejes intermedios es bajo y el perfil de deformaciones muestra un buen comportamiento, dado que las deformaciones relativas de entrepiso son bajas y menores a las exigidas por norma.

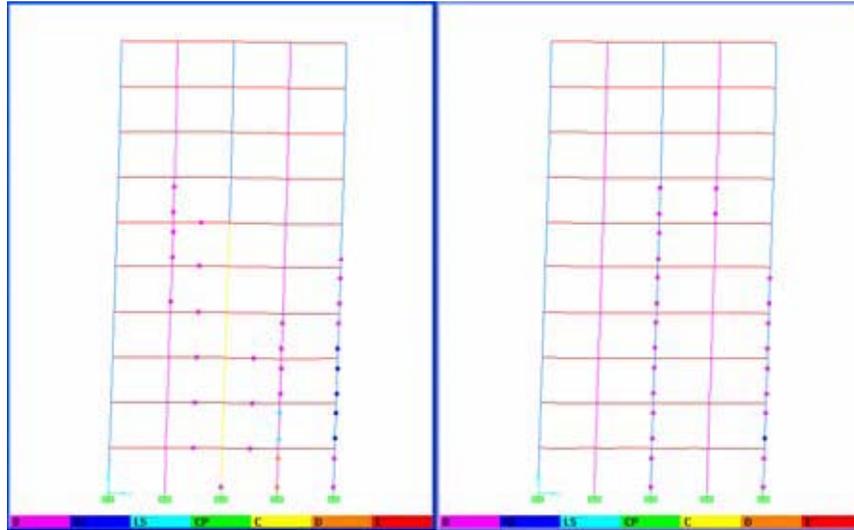


Figura 5.23.
Edificio 4, estado de plastificación para 571 [tf] de corte basal. SAP2000.

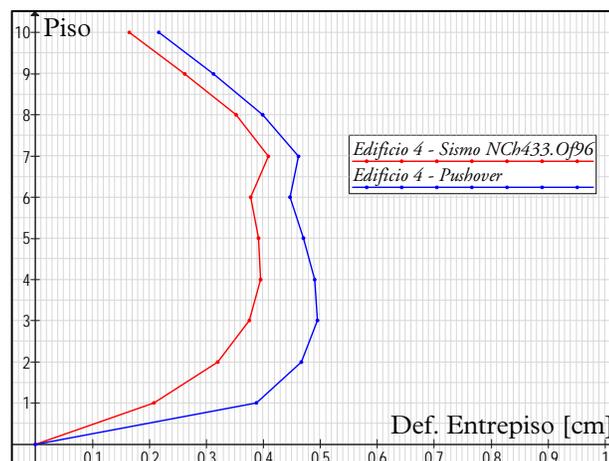


Gráfico 5.12.
Edificio 4, deformación relativa de entrepiso para sismo y pushover.

5.2.4.2.5 Edificio 5

La figura 5.24 muestra el nivel de daño alcanzado en el edificio 5, en los marcos de los ejes B (izquierda) y E (derecha) para un corte basal de 584 toneladas-fuerza, producto del análisis inelástico para carga incremental, mientras que el gráfico 5.13 enseña el perfil de deformaciones relativas de entrepiso para la sollicitación sísmica (en rojo) y para el análisis *pushover* (en azul).

El nivel de daño del edificio 5 mostrado en la figura 5.24, es bastante bajo, donde el nivel de fluencia es alcanzado sólo en algunos componentes, se aprecia que las columnas 40/40 del eje 2 para los marcos B y H (ejes con muros) a nivel de base están trabajando con la reserva de resistencia. Las plastificaciones para los ejes intermedios son mínimas y el

perfil de deformaciones desarrollado es bastante bueno, pues la máxima deformación relativa de entrepiso bordea los 0,5 centímetros.

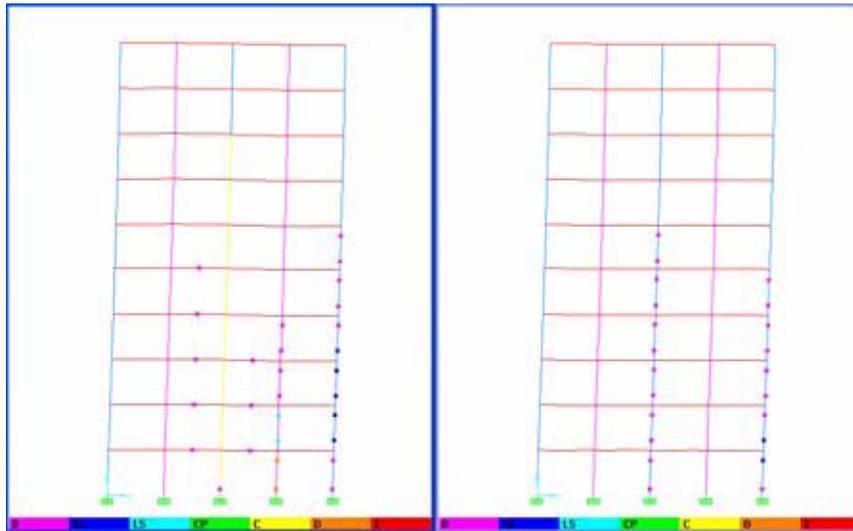


Figura 5.24.
Edificio 5, estado de plastificación para 584 [tf] de corte basal. SAP2000.

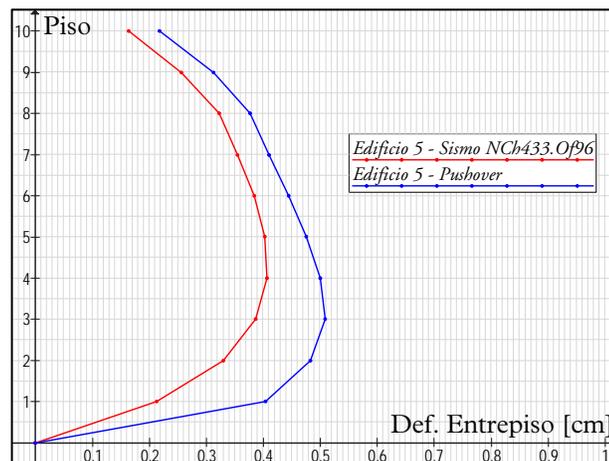


Gráfico 5.13.
Edificio 5, deformación relativa de entrepiso para sismo y pushover.

5.2.4.2.6 Edificio 6

La figura 5.25 muestra el nivel de daño alcanzado en el edificio 6, en los marcos de los ejes B (izquierda) y E (derecha) para un corte basal de 587 toneladas-fuerza, producto del análisis inelástico para carga incremental, mientras que el gráfico 5.14 enseña el perfil de deformaciones relativas de entrepiso para la sollicitación sísmica (en rojo) y para el análisis *pushover* (en azul).

El comportamiento y el nivel de daño alcanzado son muy similares a las del edificio 5. En este caso la regularidad y rigidez de los muros permiten controlar las deformaciones y desviar hacia ellos los esfuerzos, liberando de carga al resto de la estructura. El nivel de daño es mínimo y sólo se observa la falla de las columnas 40/40 del eje 2 para los marcos de

los ejes B y H, mientras que los ejes intermedios, muestran incipientes fluencias en algunos de sus elementos mientras que la mayoría aún no alcanza el límite de fluencia.

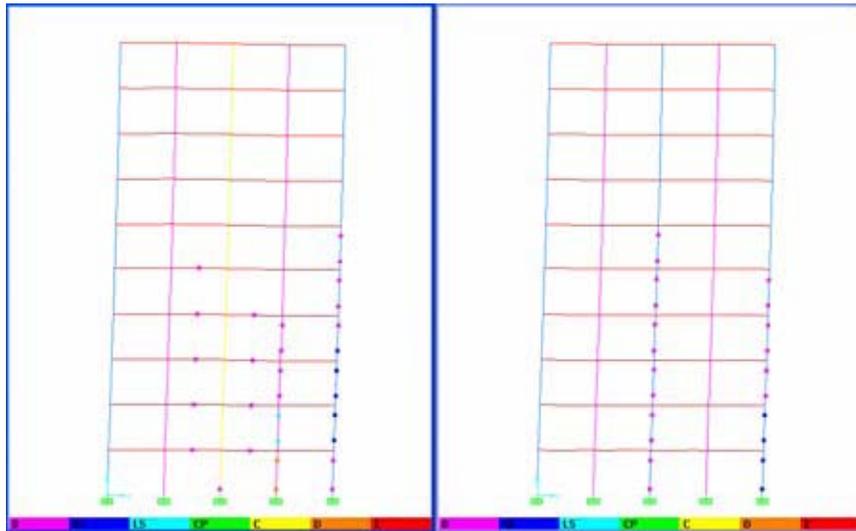


Figura 5.25.
Edificio 6, estado de plastificación para 587 [tf] de corte basal. SAP2000.

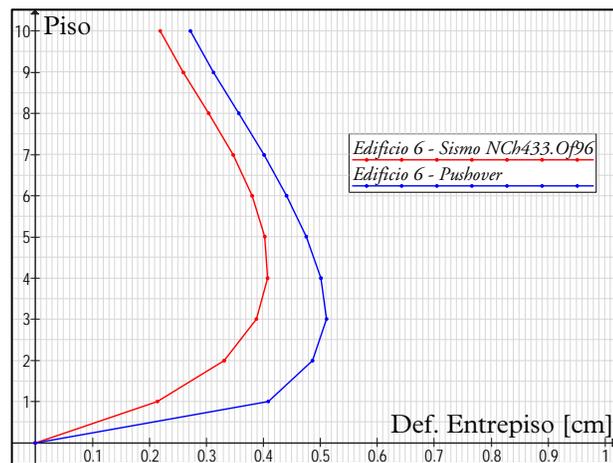


Gráfico 5.14.
Edificio 6, deformación relativa de entrepiso para sismo y pushover.

Capítulo VI

Conclusiones

Las estructuras estudiadas desarrollan en promedio una deformación lateral máxima del último piso de 45 centímetros y un corte basal asociado a dicho nivel de deflexión de 1.210 toneladas-fuerza promedio.

El estudio de las curvas de capacidad muestra para todos los casos una primera etapa prácticamente lineal hasta alcanzar una deflexión lateral del último nivel de 10 centímetros promedio. El posterior desempeño de los edificios está condicionado por el comportamiento de los muros y la progresiva falla de las vigas de acople. Éste fenómeno se aprecia claramente en las curvas de capacidad, donde para los edificios 3, 4, 5 y 6 el máximo corte basal se desarrolla antes de alcanzar la máxima deformación del último piso, a diferencia de los edificios 1 y 2 cuya curva de capacidad indica un comportamiento claramente definido hasta desarrollar simultáneamente la máxima deflexión y corte basal.

El desempeño alcanzado por las estructuras indica que la alta rigidez de los muros incrementa la capacidad resistente a acciones laterales de los edificios, limitando adecuadamente las demandas de deformación principalmente los niveles inferiores. Por otro lado los muros de altura parcial disminuyen drásticamente la ductilidad potencial con respecto al edificio puramente de marcos.

Si tomamos como valor referencial el corte basal producto del análisis modal espectral de la NCh433.Of96, y bajo procedimientos lineales, se tiene una fuerza de corte en la base de 540 toneladas-fuerza, promedio entre los seis edificios, comparado con el corte basal promedio asociado a la máxima deflexión lateral del último nivel de piso de los edificios proveniente del análisis *pushover*, es decir 1.210 toneladas-fuerza, las estructuras estudiadas tienen la capacidad de desarrollar aproximadamente un 120% más de corte basal. Esta amplia reserva de resistencia a esfuerzos de corte se sustenta en las altas exigencias del ACI318, lo cual induce a que los elementos fallen por flexión.

El método de análisis no lineal estático, a pesar de las limitaciones ampliamente discutidas, constituye una poderosa y sencilla herramienta que permite explorar el grado de incursión no lineal de las estructuras, llevándolas a desarrollar toda su capacidad. Además, muestra el nivel de fallas presente en los edificios paso a paso, permitiendo identificar la

secuencia de plastificaciones, deja al descubierto el potencial de las estructuras y permite un acabado estudio del comportamiento de las posibles irregularidades presentes en un edificio.

La implementación del análisis pushover en SAP2000 es sencilla y altamente funcional. Dotado de una poderosa interfase gráfica, permite al usuario identificar en cada etapa el estado estructural de los edificios. Por otro lado, la imposibilidad de redefinir el tramo lineal dentro de las curvas constitutivas de las rótulas plásticas discretas, cualquiera sea su naturaleza, constituye una clara limitante que tiende a subestimar la capacidad inicial de los elementos estructurales de hormigón armado. También se hace necesaria la implementación de la no linealidad a elementos tipo *shell* a modo de lograr una representación más realista de los muros.

El historial de registros sísmicos que afectan nuestro país hace imprescindible la necesidad de dotar a las estructuras de una adecuada ductilidad a través de una correcta estructuración y un adecuado diseño de los elementos resistentes, teniendo presente las características de las estructuras evitando cualquier irregularidad.

Bibliografía

Antoniou S., R. Pinho. 2004. Advantages and Limitations of Adaptive and Non-Adaptive Force-Based Pushover procedures. *J. Earthquake Engrg.* 8(4): 497-522.

Applied Technology Council (U.S.A). 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. (ATC-40 Report). Redwood City, California.

Aylwin B., P. 2000. Diseño Sismorresistente de Edificios de Hormigón Armado Estructurados con Muros. Tesis Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Santiago de Chile, Pontificia Universidad Católica de Chile. 143p.

Bonelli, P.; J. Rojas. 2001. Edificios Altos de Hormigón Armado: Diseño para una Respuesta Operacional, Parte I. *Revista Bit.* (Jun.): 7-9.

Bonelli, P.; J. Celedón. 2001. Edificios Altos de Hormigón Armado: Diseño para una Respuesta operacional, Parte II. *Revista Bit.* (Sept.): 44-47.

Comisión de Diseño Estructural en Hormigón Armado y Albañilería. 2003. Código de diseño de hormigón armado: Basado en el ACI 318-2002. Santiago, Chile. Cámara Chilena de la Construcción; Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile; Corporación de Desarrollo Tecnológico. 573p.

Chopra, A. K.; R. K. Goel. 2000. Evaluation of NSP to Estimate Deformation: SDF Systems. *J. Struct. Engrg.* 126(4): 482-490.

Chopra, A. K.; R. K. Goel. A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: summary and Evaluation. En: *National Conference on Earthquake Engineering* (5º, 2003, Istanbul, Turkey). Istanbul, Turkey. 2003. 11p.

Comite European de Normalisation. 2002. European Standard: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Brussels, Belgium. 197p.

Computers and Structures, Inc. 2000. SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures: Concrete Design Manual. C.S.I, Berkeley, California, U.S.A. 190p.

Computers and Structures, Inc. 2002. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design: Analysis Reference Manual. C.S.I, Berkeley, California, U.S.A. 383p.

Correa M., P. G. 2003. Limitaciones de la Aplicación del Procedimiento Estático No Lineal de Análisis Sísmico en Edificios de Hormigón Armado. Tesis Ingeniero Civil. Santiago de Chile, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 81p.

Cruz Z., E.; *et al.* 1988. Lecciones del Sismo del 3 de Marzo de 1985. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón. Chile. 126p.

Fajfar, P. 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*. 16(3): 573-592.

Federal Emergency Management Agency (U.S.A). 1997. NHERP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. (FEMA 273). Washington, D.C. 366p.

Federal Emergency Management Agency (U.S.A). 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. (FEMA 356). Washington, D.C. 404p.

Guzmán, M. 1998. Caracterización de Tipologías Estructurales Usadas en el Diseño de Edificios Altos en Chile. Tesis Ingeniero Civil. Santiago de Chile, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 164p. (Original no consultado, citado por: Gazitúa R., C. A. 2004. Comportamiento Sísmico Inelástico de Edificios con Estructuración de Muros y Pórticos de Hormigón Armado, con Reducción de Planta en Altura. Tesis Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Santiago de Chile, Pontificia Universidad Católica de Chile. 358p.)

González O., F. R. 2003. Estudio de la Precisión de Métodos Estático-Incrementales para Predecir el Comportamiento Sísmico Inelástico de Edificios de Hormigón Armado. Tesis Ingeniero Civil, con Diploma en Ingeniería Estructural. Santiago de Chile, Pontificia Universidad Católica de Chile. 129p.

Hernández-Montes E.; O.S. Kwon; M. A. ASchheim. 2004. An Energy-Based Formulation For First-And Multiple-Mode Nonlinear Static (Pushover) Analyses. *J. Earthquake Engrg.* 8(1): 69-88.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). 1986. Diseño estructural de edificios: Cargas permanentes y sobrecargas de uso. (NCh1537.Of86). Santiago, Chile. 21p.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). 1994. Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones. (NCh432.Of71). 2 ed. Santiago, Chile. 37p.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). 1994. Construcción: Sobrecargas de nieve. (NCh431.Of77). 2 ed. Santiago, Chile. 10p.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). 1996. Diseño sísmico de edificios. (NCh433.Of96). Santiago, Chile. 42p.

Kwak H.G., D.Y. Kim. 2004. Cracking behavior of RC shear walls subject to cyclic loadings. *Computers and Concrete* 1(1): 77-98.

Park, R.; T. Paulay. 1983. Estructuras de Concreto Reforzado. México D.F., Limusa. 796p.

Paulay, T.; M. J. N. Priestley. 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York, Wiley Interscience. 744p.

Reyes G., C. A. 2000. Comparación de Algunos Métodos de Análisis No Lineal en Edificios de Hormigón Armado. Tesis Ingeniero Civil. Santiago de Chile, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 139p.

Valenzuela R., J. I. 2002. Análisis No Lineal Estático para un Edificio de Marcos de Hormigón Armado. Tesis Ingeniero Civil. Santiago de Chile, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 111p.

Varas B., S. 2001. Análisis Inelástico Estático de Edificios de Muros de Hormigón Armado para Fuerzas Sísmicas Incrementales. Tesis Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Santiago de Chile, Pontificia Universidad Católica de Chile. 187p.

Verdi R., B. F. 2004. Efectos de Cargas Monotónicamente Crecientes con Ángulos de Incidencia Variables Sobre Estructuras de Hormigón Armado. Tesis Ingeniero Civil en Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. 124p.

Anexo A

Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures - Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	IO	Component Type								
		Primary		Secondary						
LS		CP	LS	CP						
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing ≥ d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing ≥ d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.002	0.03

1. When more than one of conditions, i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

¹Federal Emergency Management Agency (U.S.A). 2000. Table 6-7. [En su](#): Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. (FEMA 356). Washington, D.C. p. 6-21.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures - Reinforced Concrete Columns**

Conditions	Modeling parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians	Rotation	Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	Component Type			
					Primary	Secondary	LS	CP
LS	CP	LS	CP					

i. Columns controlled by flexure¹

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

ii. Columns controlled by shear^{1,3}

All cases ⁵	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0030	0.0040
------------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	--------	--------

iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}

Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing ≥ d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	0.01

iv. Columns with axial loads exceeding 0.70Po^{1,3}

Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of conditions, i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

**Federal Emergency Management Agency (U.S.A). 2000. Table 6-8. En su: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. (FEMA 356). Washington, D.C. p. 6-22.

Table 6-18* Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures - Members Controlled by Flexure**

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	Component Type			
					Primary	Secondary ⁴	LS	CP
				LS	CP	LS	CP	

i. Shear walls and walls segments

$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{Shear}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ¹								
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

ii. Columns supporting discontinuous shear walls

Transverse reinforcement ²									
Conforming	0.01	0.015	0.2	0.003	0.007	0.01	n.a.	n.a.	
Nonconforming	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.	

iii. Shear wall coupling beams

Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	$\frac{Shear}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050
	≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
	≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050

- Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 318.
- Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at spacing = d/2, and (b) strength of hoops $V_s \geq$ required shear of column.
- Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
- For secondary coupling beams spanning < 8'-0", with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

***Federal Emergency Management Agency (U.S.A). 2000. Table 6-18. En su: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. (FEMA 356). Washington, D.C. p. 6-51.

Table 6-19** Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures - Members Controlled by Shear**

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹					
				Performance Level					
	d	e	c	IO	Component Type				
					Primary		Secondary ⁴		
				LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and walls segments									
All shear walls and segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
ii. Shear wall coupling beams⁴									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	$\frac{Shear}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.02	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.018	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. For a shear wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.
2. For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15A_g f'_c$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning $< 8'-0"$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

****Federal Emergency Management Agency (U.S.A). 2000. Table 6-19. En su: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. (FEMA 356). Washington, D.C. p. 6-52.

Anexo B

Ecuaciones de momentos de fluencia y rotura para vigas y muros

B.1 Ecuación del momento de fluencia en vigas y muros

El momento de fluencia (ecuación B.8) se definen como aquel que causan el inicio de la fluencia del refuerzo longitudinal a tensión, asumiendo un comportamiento lineal en el hormigón (Verdi, 2004).

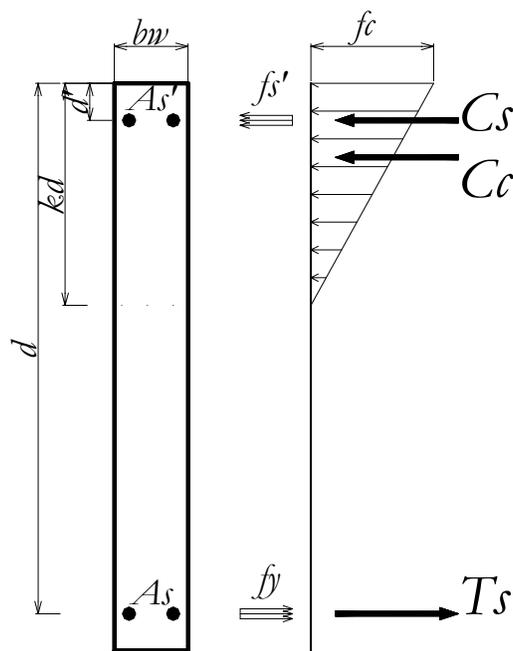


Figura B.1
Idealización de la sección agrietada en fluencia.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (B.1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (B.2)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{k \cdot d - d'}{d - k \cdot d} \cdot \varepsilon_y \quad (B.3)$$

$$\rho' = \rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (\text{B.4})$$

$$k = -(n \cdot \rho + n' \cdot \rho') + \sqrt{(n \cdot \rho + n' \cdot \rho')^2 + 2 \cdot \left(n \cdot \rho + n' \cdot \rho' \cdot \frac{d'}{d} \right)} \quad (\text{B.5})$$

$$C_c = T_s - C_s \quad (\text{B.6})$$

$$\frac{1}{2} \cdot k \cdot d \cdot b_w \cdot f_c^{\max} = A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s' \quad (\text{B.7})$$

$$M_y = C \cdot \gamma \cdot d + C_s \cdot (d - d') \quad (\text{B.8})$$

B.2 Ecuación del momento último en vigas y muros

El momento último (ecuación B.13) se definen como aquel que causan la falla por aplastamiento del hormigón (Verdi, 2004).

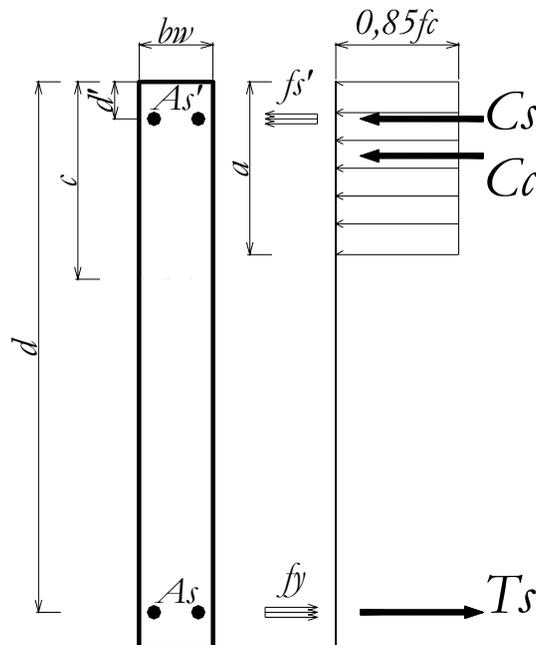


Figura B.2

Idealización de la sección para el estado tensional último.

Nota: Para muros la altura útil se asume igual al 80% de la longitud total.

$$C_c + C_s = T_s \quad (\text{B.9})$$

$$0,85 \cdot c \cdot b_w \cdot 0,85 \cdot f'_c + A'_s \cdot E'_s \cdot \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_u = A_s \cdot f_y \quad (\text{B.10})$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_u \quad (\text{B.11})$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_u \quad (\text{B.12})$$

$$M_u = 0,85 \cdot f'_c \cdot 0,85 \cdot c \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{0,85 \cdot c}{2} \right) + A'_s \cdot (\varepsilon'_s \cdot E'_s - 0,85 \cdot f'_c) \cdot (d - d') \quad (\text{B.13})$$

Anexo C

Ecuación de resistencia máxima al corte para vigas, columnas y muros

C.1 Ecuación de resistencia máxima al corte

La resistencia máxima al corte (ecuación C.4) para vigas, columnas y muros se obtiene como la suma de la resistencia nominal a corte del hormigón más la resistencia nominal a corte otorgada por el refuerzo transversal de acero, según las especificaciones del Código de Diseño de Hormigón Armado (ICH, 2003).

$$V_{\max} = V_c + V_s \quad (\text{C.1})$$

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{C.2})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad (\text{C.3})$$

$$V_{\max} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d + \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad (\text{C.4})$$